

01163  
les.  
7



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

## ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES ESFUERZO-DEFORMACION DE UNA ARENA POMEZ

01163  
1982

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERIA EN  
MECANICA DE SUELOS

P R E S E N T A

JOSE ALFREDO ZEPEDA GARRIDO

MEXICO, D. F.

1982

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES ESFUERZO - DEFORMACION  
DE UNA ARENA POMEZ**

**C O N T E N I D O**

**1. INTRODUCCION**

- 1.1 Antecedentes**
- 1.2 Objetivos**
- 1.3 Importancia**

**2. EQUIPO DE LABORATORIO**

- 2.1 Descripción del Aparato de Compresión Triaxial**
- 2.2 Descripción del Aparato de Compresión Uni-dimensional**

**3. DESCRIPCION DE LA ARENA**

- 3.1 Origen Geológico y Composición Mineralógica**
- 3.2 Características de los Granos**
- 3.3 Granulometría**

**4. PROGRAMA DE ENSAYES**

- 4.1 Prueba Triaxial Consolidada Drenada**
- 4.2 Formación de Especímenes para Prueba Triaxial**
- 4.3 Prueba de Compresión Uni-dimensional**
- 4.4 Formación de Especímenes para Prueba de Compresión Uni-dimensional**

**5. RESULTADOS**

- 5.1 Comportamiento Esfuerzo-deformación**
- 5.2 Rompimiento de Granos**
- 5.3 Resistencia**
- 5.4 Compresibilidad**

**6. CONCLUSIONES**

**7. REFERENCIAS**

**8. TABLAS**

**9. FIGURAS**

**10. ANEXOS**

**10.1 Medición de Cambios Volumétricos en la Prueba de Compresión Triaxial**

**10.2 Perforación de la membrana en la Prueba de Compresión Triaxial**

**11. LISTA DE SIMBOLOS**

## 1. INTRODUCCION

Cuando en un suelo granular se presentan niveles de esfuerzos altos, en relación con la resistencia de los granos, las fuerzas de contacto pueden alcanzar la magnitud necesaria para provocar ruptura de granos, generando un cambio en las propiedades mecánicas.

Las fuerzas que provocan la rotura no se alcanzan simultáneamente en todos los granos, existen algunos que inclusive no trabajan. Cuando fallan algunos granos estos transmiten parte de lo que resistían a otros, de los cuales algunos pueden llegar a romperse y así, sucesivamente. Al aplicar a un suelo granular un incremento de esfuerzo que produzca rotura de granos, no se romperán todos a la vez, pues el fenómeno es un proceso en cadena generado por la fragmentación de ciertos granos en condición crítica de esfuerzo interno, lo que induce nuevos arreglos a la estructura y variaciones en las fuerzas de contacto.

En la Ref. 1 se analiza el proceso de concentración de materia sólida con métodos estocásticos y se concluye que el proceso está gobernado por la ecuación de difusión debida a Fokker-Planck, ecuación que representa al fenómeno transitorio de concentración de materia sólida sin considerar la interferencia con la fase líquida. Se supone que los granos se mueven en un medio viscoso.

Para interpretar adecuadamente la rotura de granos se requiere conocer

con mayor precisión el intervalo de las fuerzas de contacto de los granos que realmente están sujetos a esfuerzo.

La idea fundamental que se ha manejado para tratar de evaluar las fuerzas de contacto es que los suelos granulares se componen esencialmente de cuerpos discretos. La investigación que se ha realizado no ha sido suficientemente amplia como para garantizar conclusiones definitivas.

El fenómeno de rotura de granos depende principalmente de la composición granulométrica y de la resistencia a la ruptura de los granos.

Para definir niveles de presión Vesic y Clough (1968) han proporcionado la siguiente terminología: Bajas presiones de 0 a 10 kg/cm<sup>2</sup>, elevadas presiones de 10 a 100 kg/cm<sup>2</sup>, altas presiones de 100 a 1 000 kg/cm<sup>2</sup>, muy altas presiones de 1 000 a 10 000 kg/cm<sup>2</sup>, y super altas presiones más de 10 000 kg/cm<sup>2</sup>. A este criterio se suelen referir los investigadores cuando hablan del cambio de las propiedades mecánicas de enrocamientos y suelos granulares cuando se sujetan a altas presiones de confinamiento, esta idea generalizada no implica que sólo a altos esfuerzos se genera el cambio de las propiedades mecánicas, pues utilizando la terminología de Vesic y Clough se debe considerar que también en niveles bajos de esfuerzo se puede tener ruptura de granos, cuando son de baja resistencia.

La mayoría de los materiales granulares experimentan modificación de las propiedades mecánicas bajo presiones confinantes mayores de 10 kg/cm<sup>2</sup> cuando son gravas o muestras de enrocamiento y para mayores de 25 kg/cm<sup>2</sup> si son arenas. Sin embargo, la arena de granos de baja resistencia, experimenta rompimiento aún confinada a 0.50 kg/cm<sup>2</sup> cuando se aplica al es-

fuerzo desviador. Así, es más conveniente referirse a un concepto relativo, en función de la resistencia de los granos.

En realidad, los investigadores Vesic y Clough aceptan que el rompimiento que se genera bajo un cierto estado de esfuerzos depende de varios factores, mencionando entre ellos la resistencia individual de los granos y su forma, reconociendo implícitamente que también a bajos niveles de esfuerzo puede presentarse rompimiento de granos. De hecho, ellos enfatizan que el término de "altas presiones" tiene un significado relativo.

El estudio de las propiedades mecánicas y el rompimiento de granos, así como la influencia de este en dichas propiedades, ha sido estudiado generalmente en equipos especiales que son capaces de llevar a cabo pruebas, ya sea de compresión triaxial o unidimensional, en especímenes de dimensiones que llegan hasta 130 cm de diámetro y 260 cm de altura, con objeto de interpretar lo que sucede en grandes enrocamientos en los cuales se han registrado asentamientos considerables debido al rompimiento que presentan las rocas que los forman al verse sometidas a grandes presiones. Estos equipos, además de las dimensiones especiales, suelen construirse con capacidad para aplicar esfuerzos mayores a los que se pueden aplicar en equipos estándar, ( $\sigma_c = 10 \text{ kg/cm}^2$ ). Equipos de dimensiones mayores que los estándar y del tamaño estándar pero con capacidad para aplicar presiones confinantes de miles de  $\text{kg/cm}^2$ , como el que se comenzó a desarrollar en 1970, con capacidad de  $2\,000 \text{ kg/cm}^2$  de presión confinante, con el patrocinio de la Comisión Federal de Electricidad y que fue instalado a mediados de 1979 (T-3.6-2000) en el laboratorio de enrocamientos "Nabor Carrillo", del Instituto de Ingeniería, UNAM, permiten estudiar las propiedades mecánicas de suelos granulares sometidos a presiones que pro-

ducen rompimiento de granos en arenas.

Ha sido la década de los sesentas la que ha mostrado bastante evidencia de que los suelos granulares son bastante compresibles bajo niveles de esfuerzo altos, en relación con la resistencia de los granos, y que la compresión y la deformación van acompañadas por rompimiento de granos.

Los drenes de grava y filtros son componentes esenciales en todas las presas de tierra. Cuando estos se localizan cerca de la base las presiones aplicadas y el rompimiento de granos pueden ser importantes. Los filtros son diseñados en base a consideraciones del tamaño de granos, si los granos se ven afectados por el rompimiento se presentará una nueva granulometría que probablemente disminuya la efectividad del filtro.

### 1.1 Antecedentes

En esta sección se hará un resumen del avance que ha experimentado la mecánica de los medios granulares, refiriéndonos especialmente a los trabajos realizados por Raúl J. Marsal, a los llevados a cabo por Aleksandar S. Vesic y Mayne Clough, y por último, a los realizados por Kenneth L. Lee e Iraj Farhoomand.

Marsal (1963), parte de que los suelos son cuerpos discretos. Las teorías que se han utilizado en mecánica de suelos fueron concebidas para un medio continuo, fue así, que emprendió una investigación para estudiar otro enfoque.

En la investigación de las características físicas de las gravas, para establecer hasta qué grado son comparables las áreas superficiales y los

volúmenes de esferas, calculados por medio de diámetros nominales, con los valores medidos; el diámetro nominal se definió como la abertura de malla por la que pasan los granos. La relación entre la dimensión promedio de grano y el diámetro nominal de las gravas se acerca a la unidad, pero las diferencias producen errores importantes cuando se calculan las áreas superficiales y los volúmenes nominales. Para corregir estas discrepancias, se utilizó una relación volumétrica definida como factor de forma.

Conociendo las dimensiones promedio de los granos,  $d_m$ , y el factor de forma,  $r_v$ , el número de granos por unidad de volumen se puede calcular partiendo de la relación de vacíos de las muestras, aplicando las siguientes definiciones:

La concentración de granos es el número promedio de granos contenidos en un cuerpo discreto (suelo, enrocamiento, etc.), por unidad de dimensión tomada como referencia. Por lo tanto, hay tres clases de concentraciones de granos que se definen como sigue: 1) concentración volumétrica,  $n_v$ , o sea, el número de granos incluidos en un elemento cúbico de volumen unitario; 2) concentración superficial,  $n_s$ , o sea, el número de granos cortados por un plano dado, por unidad de área; 3) concentración lineal,  $n_L$ , o sea, el número de granos por unidad de longitud.

$$n_v = \frac{6}{\pi r_v (1+e) d_m^3} \quad (1)$$

Basándose en análisis dimensionales y en resultados experimentales, se encontró que

$$n_s = n_v^{2/3} = \left[ \frac{6}{\pi r_v (1+e)} \right]^{2/3} \frac{1}{d_m^2} \quad (2)$$

$$n_L = n_v^{1/3} = \left[ \frac{6}{\pi r_v (1+e)} \right]^{1/3} \frac{1}{d_m} \quad (3)$$

La ec. 1 permite calcular valores promedio de los factores de forma, siempre que se conozca la concentración volumétrica de granos. Las pruebas de este tipo consisten en medir tanto la relación de vacíos de la muestra como las dimensiones promedio de los granos y, además, contar con el número de granos por unidad de volumen total. Esta operación es laboriosa pero se puede simplificar grandemente utilizando porciones representativas de la muestra en cuestión. Estas porciones se pesan, se cuenta el número de granos y se calcula entonces el valor de  $n_v$  a partir del peso volumétrico seco de la muestra.

Siguiendo este procedimiento, se determinaron los factores de forma para varios tipos de granos: municiones, tres gravas naturales, tres muestras de piedra triturada, discos de vidrio y mortero y cilindros de alambre de acero, Fig. 1.

En la Fig. 2 se presentan valores de  $r_v$  en función de la relación  $d_3/d_m$ , en donde  $d_3$  es la dimensión más pequeña medida en los granos. Para fines de referencia se presentan las curvas 1, 2 y 3, que corresponden a placas cuadradas, cilindros y elipsoides de revolución, respectivamente.

Para evaluar las fuerzas de contacto en los suelos es necesario conocer

el número promedio de contactos por grano,  $N_c$ , de las fracciones componentes. Estos números  $N_c$ , junto con los valores de concentración de granos, permiten calcular el número de contactos por unidad de superficie total.

En muestras de grava de granulometría uniforme, y en mezclas compuestas de dos tamaños correspondientes a gravas, se descubrió que el número promedio de contactos por grano,  $N_c$ , es 6 para las primeras en estado suelto y aumenta 7 u 8 para las mismas colocadas en estado denso. Las mezclas de grava son menos susceptibles a las condiciones de colocación, variando los valores de  $N_c$  entre 5.7 y 6.8. Los resultados de las pruebas ayudaron a desarrollar un método para calcular el número de contactos de granos en los suelos. Este método se basa en la suposición de que los contactos en el espacio están uniformemente distribuidos y que el valor más pequeño de  $N_c$  es 6. De ahí que conocida la concentración volumétrica de granos, ya sea medida o calculada a partir del diámetro nominal, se puede estimar la concentración superficial y, con esta, determinar el número promedio de contactos por unidad de área. El producto de este valor por el área superficial de granos contenidos en cada fracción de suelo proporciona el número de contactos por fracción. Por medio de sumatorias se obtiene el número total de contactos por unidad de volumen,  $N_v$ . La potencia  $2/3$  de  $N_v$  es el número promedio de contactos por unidad de área,  $N_s$ . El método es sólo una aproximación burda de las condiciones reales pues supone que todos los granos transmiten fuerzas intergranulares.

Respecto a la rotura de granos parece ser que el factor más importante que afecta tanto a la resistencia al esfuerzo cortante como a la compresibilidad es el fenómeno de fragmentación que sufre un cuerpo granular

cuando se le somete a cambios en su estado de esfuerzos, tanto durante la etapa de compresión uniforme, como durante la aplicación del esfuerzo desviador.

Para lograr una idea de lo importante que puede ser el rompimiento de granos se ha propuesto (Ref. 1) una prueba en la cual se someten los granos de un suelo o los fragmentos de una roca a estados de esfuerzo, por medio de fuerzas concentradas en ciertos contactos y en condiciones de apoyo diversas, similares a las que se presentan dentro de una masa granular. La prueba consiste en colocar tres granos de tamaño semejante,  $d_m$ , entre dos placas de acero, y en transmitir fuerzas mediante una de ellas a través de un marco de carga, se determina el número de contactos menor en cualquiera de las dos placas,  $N_c$ , y la carga  $P$ , que produce la rotura del primer grano. La relación  $P/N_c$  es el valor de  $P_a$  denominado carga de ruptura del grano, para la dimensión  $d_m$ . Debe destacarse que no se considera rotura al desprendimiento de pequeñas porciones producido en forma local en esquinas. Es recomendable efectuar un mínimo de 10 pruebas con cada tamaño representativo de las fracciones del material, con el fin de obtener un valor promedio característico, así como su desviación estándar. Los valores obtenidos de resistencia a la ruptura se incorporan a una escala logarítmica en función de la dimensión media. Así, utilizando líneas rectas se puede obtener un buen ajuste de los datos y la ecuación correspondiente es de la forma

$$P_a = \eta d_m^\lambda$$

Las cargas  $P_a$  varían apreciablemente, debido a que la prueba de ruptura no sólo involucra condiciones de apoyo diversas en los granos, sino tam-

bión la existencia de defectos naturales como lo son fisuras, poros, alteración de minerales. etc..

La expresión de  $P_g$  en términos del diámetro medio puede justificarse mediante los estudios realizados por Joisel (1962) sobre ruptura de esferas sujetas a cargas concentradas y la teoría de Griffith (1921) sobre la propagación de grietas en una masa afectada por huecos. Combinando las proposiciones de los investigadores citados, se concluye (Marsal, 1969) que la ruptura  $P_g$  es proporcional a la dimensión del granos elevada a la potencia  $3/2$ . El exponente  $\lambda$  varía entre 1.2 y 2.2 en los materiales ensayados (Ref. 1) y  $n$  es una constante para un material dado.

La rotura de granos producida por los esfuerzos a que se ve sometido un espécimen se estudia a partir de las granulometrías inicial y final. El criterio se basa simplemente en las diferencias entre los pesos retenidos inicial y final expresados en porcentaje del peso total del espécimen ( $\Delta W_k = W_{ki} - W_{kf}$ ), correspondientes a las fracciones  $k$  de diámetro nominal  $d_{nk}$ , siendo  $\Sigma \Delta W_k$ , igual a cero.

Se ha definido como rotura de granos,  $B_g$ , a la suma de valores positivos de  $\Delta W_k$ , que representa aproximadamente el porcentaje en peso de los granos que han sufrido fragmentación (Marsal, 1969).

Los factores que afectan principalmente la rotura de granos son la granulometría inicial, la resistencia a la rotura de granos y el nivel de esfuerzos. A su vez, un grano presentará mayor facilidad para la rotura dependiendo de la composición mineralógica, de los defectos (fisuras y poros), de la forma y de su fragmentación; siendo principalmente la forma la que propiciará las diferentes concentraciones de esfuerzo en los con-

tactos.

En forma simple, podemos suponer que la rotura de granos,  $B_g$ , depende del valor promedio de las fuerzas de contacto,  $\bar{F}$ , y de la resistencia a la ruptura de los granos,  $P_a$ . La hipótesis práctica, tomando en cuenta los resultados presentados en la referencia (Marsal), es la siguiente:

$$B_g = \alpha \bar{F} / P_a$$

en donde  $\alpha$  es una constante del material. En consecuencia, es necesario calcular valores de  $\bar{F}$  en función de los esfuerzos actuantes y de las características del medio granular, como por ejemplo, la distribución granulométrica, el tamaño promedio y la forma de los granos, la relación de vacíos y el número de contactos por grano (Marsal, 1963). Por otro lado, es necesario determinar la resistencia a la ruptura  $P_a$  como se explicó anteriormente, o bien, eliminarla, basándose en la resistencia a la tensión, como lo propuso Joisel (1962). En lo referente a la resistencia de los materiales se ha encontrado que esta disminuye cuando aumenta la rotura de granos y que la resistencia, como era de esperarse, aumenta cuando la distribución de tamaño de granos mejora.

Con el objeto de explicar los hechos experimentales siguientes Marsal (1971), propone un modelo estadístico. Los enrocamientos, gravas y arenas son medios discretos, bi o trifásicos, formados por fragmentos de roca y el aire y/o agua que llenan los vacíos los cuales a niveles de esfuerzo moderados se dilatan, generalmente; que las relaciones esfuerzo-deformación en compresión triaxial son no lineales con un módulo tangente de deformación que varía durante procesos de carga y descarga, y tiende a cero en la falla; que los materiales granulares en estado denso, ensa-

yados con niveles de esfuerzo bajos, exhiben un máximo de resistencia a deformación relativamente pequeña, la cual al incrementarse hace que disminuya la resistencia al esfuerzo cortante hasta un valor residual. El mismo material formado con un grado de compactación bajo no experimenta el máximo de resistencia antes citado. Lo mismo ocurre cuando se ensayan suelos granulares densos a niveles elevados de esfuerzo. Las gravas y los enrocamientos ensayados bajo presiones confinantes mayores de  $5 \text{ kg/cm}^2$ , presentan rotura de granos, un fenómeno que depende principalmente de la granulometría y de la resistencia a la ruptura de los granos.

Los hechos enunciados aquí, más algunos que se omiten y una serie de hipótesis que son base del modelo, llevan a la conclusión de que las fuerzas de contacto son mayores en un suelo de baja compactación que en uno muy compacto. Esta conclusión es apoyada por los resultados de laboratorio.

De un programa de 50 pruebas triaxiales y del análisis de los resultados de 20 pruebas realizadas a altas presiones y 80 a bajas presiones llevadas a cabo con anterioridad con una arena uniforme de granos subangulares de cuarzo, ligeramente micacea, Vesic y Wayne Clough (1968), hacen la observación de que existe una diferencia básica en el comportamiento de una arena densa en altas presiones, comparada con el comportamiento de la misma pero a bajas presiones. En altas presiones la arena densa falla como los materiales dúctiles sin el plano de falla normalmente visto en bajas presiones. Todas las curvas de pruebas a altas presiones muestran semejanza a las curvas análogas para arenas sueltas en bajas presiones. En particular, las curvas esfuerzo-deformación de pruebas a altas presiones muestran grandes deformaciones en la falla, seguidas por una caída insignificante de la resistencia después de la falla. Los cambios de vo-

lumen son siempre positivos durante estas pruebas (disminuyen el volumen), sin importar la relación de vacíos inicial. Es importante agregar que el cambio de volumen en la falla es igual a cero en todas las pruebas a altas presiones.

De los datos obtenidos en la investigación también se muestra claramente que existe un esfuerzo normal más allá del cual la curvatura de la envolvente de resistencia desaparece independientemente de la relación de vacíos inicial. Este esfuerzo es el llamado esfuerzo de colapso ( $\sigma_B$ ), por representar el nivel de esfuerzos para el cual los efectos de dilatancia desaparecen y el único mecanismo que existe es el rompimiento de granos. La naturaleza de la deformación varía con el rango de presiones. En presiones menores de  $1 \text{ kg/cm}^2$  se tiene muy poco rompimiento de granos y los granos están en libertad de moverse unos con respecto a los otros, la dilatancia puede ser importante. Cuando el esfuerzo normal medio aumenta, el rompimiento es más notorio y va acompañado de una disminución de los efectos de dilatancia. Más allá del esfuerzo de colapso la arena se comporta como un sólido deformable, con un módulo de elasticidad  $E$  proporcional al esfuerzo normal medio. Las características de falla en el rango de altas presiones ( $100$  a  $1\ 000 \text{ kg/cm}^2$ ) se definen por un ángulo de fricción interna constante, equivalente al ángulo de fricción entre granos ( $\phi_f$ ).

Abajo del esfuerzo de colapso, en el rango de presiones bajas y elevadas, el módulo de elasticidad de la arena aumenta como una función de potencia del esfuerzo normal medio  $\sigma_c$ . Así,  $E$  aumenta aproximadamente como  $\sigma_c$  elevada a la potencia  $1/2$  para  $\sigma_c < 10 \text{ kg/cm}^2$  y para el rango de elevadas presiones ( $10$  a  $100 \text{ kg/cm}^2$ ) con  $\sigma_c$  elevada a la potencia  $1/3$  donde el

rompimiento de granos es más intenso.

El trabajo realizado por Lee y Farhoomand (1967), se enfoca a encontrar la influencia del rompimiento de granos en los filtros que se diseñan en las grandes presas.

Cuando los suelos granulares se someten a presiones que producen fuerzas intergranulares superiores a la resistencia de los granos se puede producir el rompimiento. Muchos investigadores han estudiado la forma en que se afectan las propiedades de deformación cuando se presenta el rompimiento.

La cantidad de rompimiento de granos y la cantidad de deformación o compresión parece estar gobernada por los mismos factores (Marachi et al, 1969 y 1972).

La compresión y el rompimiento de granos son acelerados con la adición de agua y aumentan con:

- a) El aumento del tamaño de los granos del suelo uniforme.
- b) El aumento de la uniformidad del suelo.
- c) El aumento de la angulosidad de los granos.
- d) La disminución de la resistencia individual de los granos.
- e) El aumento de la presión confinante.
- f) El aumento del esfuerzo cortante en un confinamiento dado.

El suelo utilizado por Lee y Farhoomand (1967) fue una grava granítica de quebradora y las conclusiones a que llegó son básicamente los factores enunciados arriba más lo referente a que los hechos experimentales parecen sugerir que el rompimiento de granos en los filtros probablemente no

dañe la función para la que son diseñados. Sin embargo, enfatizan en que las pruebas concluyentes sólo podrán obtenerse después de realizar pruebas de filtración en filtros que se carguen de manera análoga a la que se tendrá en el campo (mismo estado de esfuerzos).

Debe llamarse la atención a la última conclusión en la cual es posible encontrar lo contrario dependiendo del grado de intemperización del granito lo cual puede afectar grandemente la resistencia de la roca. El tipo de roca es particularmente importante en la evaluación de materiales de filtro, en el caso del granito no intemperizado se tendrá mucho mayor resistencia al rompimiento que en muchas otras rocas comunes.

### 1.2 Objetivos

El presente trabajo tiene los siguientes objetivos:

- a) Determinación de las propiedades esfuerzo-deformación de una arena pumítica.
- b) Analizar las variables que intervienen e influyen en su comportamiento.
- c) Estudiar el rompimiento de granos de la arena pumítica.

### 1.3 Importancia

Los resultados del presente trabajo pueden ser un complemento a las investigaciones realizadas en el campo de la mecánica de los medios granulares.

Las razones para escoger el estudio de un material pumítico son las siguientes:

- Existe poco trabajo publicado referente a las propiedades mecánicas del material.
- A niveles de esfuerzo confinante menores de  $8 \text{ kg/cm}^2$  se puede estudiar el rompimiento de granos que se produce principalmente al aplicar el esfuerzo desviador, aspecto que generalmente se ha investigado para altas presiones en otros materiales.
- En regiones de Jalisco y Nayarit se encuentra en forma abundante (llamado típicamente "Jales") y en la Cd. de México se localiza en la colonia Campestre Aragón.

## 2: EQUIPO DE LABORATORIO

### 2.1 Descripción del Aparato de Compresión Triaxial

El aparato está integrado por una cámara de compresión triaxial, constituida por un cilindro de lucita de aproximadamente 10 cm de diámetro exterior y de aproximadamente 6 mm de espesor en su pared. La cámara cuenta con dos bases metálicas redondas, selladas respecto al cilindro de lucita por medio de un empaque de hule.

Dentro de la cámara se ubica un cilindro de lucita (cabezal ciego) en la parte superior del espécimen. El drenaje de la probeta se realiza por la base de la misma; sin embargo, en este trabajo se utilizaron piedras porosas en la parte inferior y superior para mantener iguales condiciones de frontera. En la parte superior se colocó un cabezal ciego que no per-

mite drenaje. El drenaje inferior se efectúa por medio de un tubo de sarán de aproximadamente 3 mm de diámetro exterior comunicado a un conjunto de pipetas en donde se midió el cambio volumétrico (Ref. 5).

La carga se aplicó por medio de pesas.

La deformación se midió por medio de un extensómetro de 0.01 mm de aproximación.

## 2.2 Descripción del Aparato de Compresión Uni-dimensional

Con el propósito de lograr pruebas adecuadas al tamaño máximo de los granos de suelo que integran la muestra de esta investigación, se diseñó un oedómetro de medidas y características que se describen a continuación.

El oedómetro está integrado por un anillo de bronce que proporciona un completo confinamiento lateral, el diámetro interior es de 78 mm y el exterior de 88 mm; la altura del anillo es de 50 mm. El anillo es de tipo fijo, el cual es ensamblado a una base de acero que cuenta con un sistema de drenaje que corre radialmente y también con un grupo de canales concéntricos los cuales están comunicados con las perforaciones radiales. La aplicación de carga sobre la muestra de arena es a través de una placa de acero cuyas características se muestran en la Fig. 5 junto con la base y el anillo. El oedómetro es colocado en un banco de consolidación para la realización de la prueba. Las deformaciones se miden con un micrómetro de 0.01 mm.

### 3. DESCRIPCION DE LA ARENA

La arena utilizada proviene de la Colonia Campestre Aragón (Av. Gran Canal 6689-6903) de la Cd. de México, de un pozo a cielo abierto de 1 m de profundidad. Del material recolectado se eliminó el menor que la malla 20 y el mayor que la malla 4 por medio de lavado y cribado sucesivos.

La determinación de la relación de vacíos máxima y mínima se realizó utilizando una probeta graduada de 100 cm<sup>3</sup>. En el caso de la relación de vacíos máxima se colocó el material desde la parte superior de la probeta, en cada libre. Para el caso de la relación de vacíos mínima se colocó el material en capas de 10 cm<sup>3</sup> aplicando en cada capa una pequeña carga por medio de un pizón con cabeza de hule dando a la vez pequeños giros cuidando de no degradar el material al friccionarse unos granos contra otros.

Se revisaron otros procedimientos de compactación, entre los que se ensayó con vibraciones a distintas frecuencias pero se decidió no compactar con vibraciones por presentarse el inconveniente de que degradaba el material produciendo un volumen compactado igual al que se lograba usando el pizón, haciéndolo por tanto no necesario y además inconveniente, dada la importancia de conservar la granulometría en la probeta que se va a ensayar.

La ASTM propone la determinación de la relación de vacíos mínima colocando el material en un molde y sobre una mesa vibradora. Este procedimiento no es conveniente utilizarlo en el caso de los materiales fácilmente degradables, como el pómez.

En lo referente a la relación de vacíos máxima, el procedimiento propuesto en la ASTM es bastante parecido al utilizarlo en este trabajo, a excepción de las dimensiones del molde y el enrase que se propone en el método estándar.

### 3.1 Origen Geológico y Composición Mineralógica

El material pumfítico es producto de las erupciones volcánicas, o sea, es piroclástico. De acuerdo al tamaño, el material estudiado en este trabajo podría clasificarse como ceniza. La alta porosidad que presenta es debida a la efervecencia del magma viscoso, lo cual produce, generalmente, texturas vitroclásticas. Muchas burbujas de vapor de agua a altas temperaturas abandonan el material, lo que le da una textura de esponja o pomecea. Las vesículas en el pómez son generalmente esféricas. Los depósitos de pómez son fácilmente alterados debido a su gran porosidad y a la gran área expuesta de los granos.

Haciendo una descripción megascópica se puede decir lo siguiente:

El material está formado por granos de coloración grisácea, forma angulosa a subredondeada, con tamaños comprendidos entre 4.76 y 0.84 mm, fragmentos de vidrio en su totalidad con textura vesicular esponjosa, con presencia considerable de minerales ferromagnesianos e indicios de alteración (oxidación), así como fácil disgregación del material en general.

En una descripción microscópica se determina que la textura es la pumfítica y la mineralogía es la siguiente:

El material pumfítico está formado por una gran cantidad de minerales fe-

romagnesianos (hornablenda, disseminación de cuarzo anhedral, fragmentos de micolitos de feldespatos con muestras de alteración), así como poca cantidad de calcita disseminada y muy pocos fragmentos de plagioclasa (oligoclasa).

La clasificación final es la de Pumicita de hornablenda (reactivo a los álcalis del cemento).

### 3.2 Características de los Granos

En esta sección se describen algunas características de la arena que se utilizó en este trabajo, enfatizando en la estadística de las propiedades individuales de los granos.

En general, las dimensiones de los granos de suelo se obtienen por medio de un análisis granulométrico por mallas, dividiendo en fracciones a cada una, de las cuales le corresponde un diámetro nominal y un peso expresado como porcentaje del total. Sin embargo, en una cierta fracción, el diámetro nominal puede desviarse del valor promedio. Por consiguiente, las determinaciones de volumen basadas en estas determinaciones, pueden no ser representativas de las condiciones reales. En el caso de los materiales pumíticos es de especial importancia la determinación del volumen de los granos, así como también su peso promedio, pues a partir de estos datos se estima la relación de vacíos real de los especímenes. Como es sabido, el pómez es un material que cuenta con una gran cantidad de poros (oquedad intrínseca del grano) por lo cual la relación de vacíos convencional, en mecánica de suelos, tiene un significado diferente.

Si a la arena aquí utilizada se le determina la densidad de sólidos con los procedimientos convencionales, se encontrará un valor aproximadamente igual a dos. Este valor se obtiene al tener el material pumítico saturándose durante tres días y con la aplicación de seis horas de vacío, pues este período se aprecia claramente que es el tiempo necesario para saturar, aproximadamente, el material. Sin embargo, conforme el tamaño del grano disminuye se podrán obtener densidades mayores. Así, para el material que pasa la malla 40 se encuentra una  $S_g = 2.42$ . Si a partir de este dato se calculara la relación de vacíos en un espécimen, se obtendrían valores demasiado grandes y no serían representativos, por tanto, el sólido aquí definido se deberá entender como el del grano con todo y los poros que lo constituyan. Es así como resulta la importancia del volumen de los granos el cual resulta bastante difícil de medir debido al tamaño de los granos y a su forma tan errática, la cual incluye formas que van desde cilindros hasta equidimensionales. El volumen de los granos fue estimado de varias formas, entre las que se incluye la inmersión de granos en mercurio. Los resultados de volúmenes medidos son sólo una aproximación, por tanto deberán verse con el criterio que requiere el caso. El peso volumétrico seco promedio obtenido para granos de pómez fue de  $0.667 \text{ gr/cm}^3$ .

El diámetro promedio de los granos se obtuvo midiendo con un vernier las dimensiones mayor, media y menor en muestras de hasta 60 granos y los pesos promedio de los granos que constituyen cada fracción se obtuvieron de una muestra con

1050 granos entre las mallas 14 y 20

147 " " " " 10 y 14

93 granos entre las mallas 8 y 10  
197 " " " " 4 y 8

obteniéndose de un espécimen con un peso volumétrico seco de  $0.452 \text{ gr/cm}^3$  y con una concentración volumétrica de  $n_v = 148.70 \text{ granos/cm}^3$ , con la granulometría de este estudio.

Una propiedad índice determinada en la arena de pómez fue la resistencia a la ruptura de los granos de tres tamaños nominales de pómez, tabla No.1.

Para hacer estadística de la resistencia a la ruptura de los granos individuales, se eligieron al azar 15 granos para cada tamaño nominal. Posteriormente, se rompieron los granos empleando un dispositivo de compresión simple adaptado para este propósito. El dispositivo está integrado por un marco de carga y un gato hidráulico fijo a la base, el cual se puede controlar manualmente y cuenta con una dinamómetro de poca precisión, por lo cual se utilizó un anillo de carga que permite aproximaciones de 200 gr. Los resultados de las pruebas de ruptura se dibujaron en escala logarítmica, como se muestra en la Fig. 3, teniendo como abscisas los diámetros nominales y como ordenadas las resistencias a la ruptura. Si llamamos  $\lambda$  a la pendiente de la línea que mejor se ajusta a los tres puntos obtenidos y  $P_1 (A,B)$ ,  $P_2 (C,D)$  dos puntos cualesquiera que están unidos por una recta de pendiente  $\lambda$ , se obtendrá una ecuación de la forma

$$\log \frac{B}{D} = \lambda \log \frac{A}{C}$$

$$\text{Así, } \frac{B}{D} = \left( \frac{A}{C} \right)^\lambda$$

$$\text{Haciendo } A = d_n, B = P_a \text{ y } \frac{D}{C^\lambda} = n$$

se obtiene finalmente:

$$P_a = n d_n^\lambda$$

De esta forma se obtiene para el pómez:

$$\lambda = 1.410 \quad \text{y} \quad n = 0.322 \text{ kg/mm}^{1.41}$$

### 3.3 Granulometría

De un pozo a cielo abierto realizado en la Col. Campestre-Aragón de la Cd. de México, se obtuvo a 1 m de profundidad el material pumítico que formaba una capa de aproximadamente 30 cm de espesor. Del material extraído se seleccionó el material comprendido entre las mallas 4 y 20 y mediante lavado se eliminó la fracción menor que la malla 20. La muestra a ensayar cumplirá con una granulometría prefijada la cual se muestra en la figura 4.

## 4. PROGRAMA DE ENSAYES

Para cumplir con los objetivos señalados en la sección 1.2, se diseñó un programa de pruebas triaxiales consolidadas drenadas con el fin de observar y obtener información fenomenológica de las características esfuerzo-deformación del material pumítico, así como también conocer la resistencia al esfuerzo cortante y su relación con la rotura de granos.

En esta sección se incluyó la realización de pruebas de compresión unidimensional como un complemento del objeto de este estudio que contribuye

al conocimiento de las propiedades esfuerzo-deformación y al de la compresibilidad.

#### 4.1 Prueba Triaxial Consolidada Drenada

Se realizaron tres series de pruebas de compresión triaxial, cada serie incluye cinco pruebas con diferentes confinamientos, 0.50 kg/cm<sup>2</sup>, 1.00 kg/cm<sup>2</sup>, 2.00 kg/cm<sup>2</sup>, 4.00 kg/cm<sup>2</sup> y 8.00 kg/cm<sup>2</sup>. Para cada una de las series se varió la compacidad relativa de las muestras, teniéndose estados muy compacto, medianamente compacto y muy suelto. Las pruebas se llevaron a cabo con esfuerzo controlado. El drenaje de la probeta se realizó por la base de la misma. La primera etapa de las pruebas se realizó aplicando la presión confinante permitiendo el drenaje (aire). En la segunda etapa se aplicaron incrementos axiales de carga, con drenaje y el tiempo adecuado para la estabilización de cada uno. La deformación provocada por la aplicación de un incremento de esfuerzo axial no es instantánea, sobre todo cuando se trabaja con niveles de esfuerzo que provocan rompimiento de granos. La magnitud de los incrementos aplicados fue variable, pero no se sobrepasó el 10% de la carga total estimada en la falla. Para determinar los cambios volumétricos se diseñó un sistema que permite la precisión adecuada y cuyas lecturas son corregidas de la manera en que se indica en el anexo 1.

Al concluir las pruebas se determinó la granulometría del material con el objeto de compararla con la granulometría inicial y obtener el porcentaje de rompimiento ( $B_g$ ) de los granos, así como también revisar la influencia del cambio granulométrico con el ángulo de fricción interna.

## 4.2 Formación de Especímenes para Prueba Triaxial

Con el fin de garantizar la confiabilidad de los resultados y la homogeneidad de los especímenes, estos se hicieron colocando en diez capas del mismo tamaño cada una, con la misma granulometría (3.3).

Los especímenes fueron formados en un molde metálico (partido) de aproximadamente 3.60 cm de diámetro interior y 9.50 cm de altura, el molde consta de dos piezas, las cuales se unen por medio de 4 tornillos Allen.

El molde se coloca directamente sobre la base de la cámara triaxial quedando la membrana y la piedra porosa inferior en el interior. La membrana se ajusta a las paredes del molde y posteriormente, se aplica vacío. La base y el molde deben estar siempre debidamente nivelados sobre una superficie lisa horizontal y ausente de vibraciones. Después de que se ha llenado el molde se procede a verificar la horizontalidad de la superficie para colocar la piedra porosa superior y la cabeza de lucita, la cual se sella con la membrana por medio de un par de anillos de hule. Se aplica un pequeño vacío a través de la tubería de drenaje de la base, produciéndose una diferencia de niveles en las buretas de aproximadamente 10 cm. Una vez aplicado el vacío, se procede a desmontar el molde y se toman las medidas del espécimen, se calcula la relación de vacíos, se coloca la parte superior de la cámara triaxial y finalmente se llena. La cámara se coloca en el banco de carga y se toman las lecturas iniciales.

Los pasos descritos permiten la fácil estandarización del proceso de formación de especímenes. La obtención de las diferentes relaciones de vacíos se realizó controlando los pesos de cada capa y la altura que le correspondía. Se utilizó un pizón con cabeza de hule. Para el caso suelto

se colocó el material simplemente en capas las cuales eran colocadas a través de un embudo, con la mínima altura de caída, capa por capa, de manera de evitar la segregación del material y controlar, en lo posible, la homogeneidad de las probetas.

#### 4.3 Prueba de Compresión Uni-dimensional

Se realizaron dos pruebas de compresión uni-dimensional, una en estado denso y otra en estado suelto. La carga se aplicó por medio de una ménsula en la cual se colocaron los pesos. La ménsula cuelga del extremo de una viga de carga. La carga se transmite al marco por medio de una rótula fija de radio  $r_1$ , ligada al pedestal del aparato. La viga de carga puede girar en torno a esa rótula. La relación del brazo de palanca de la ménsula de carga,  $r_2$ , y del radio  $r_1$  mencionado, es del orden de 10. La deformación vertical se midió por medio de un extensómetro y el aire de la muestra seca fue drenado por la base y por la parte libre entre la placa superior y el anillo, así, la salida o entrada del aire no fue restringida y el proceso de deformación se debió al reacomodo de los granos, a las distorsiones y el rompimiento de los granos, lo cual no fue instantáneo.

Las cargas axiales se aplicaron por incrementos, de acuerdo a una secuela establecida para obtener la información más completa, es decir, que permitiera definir claramente la compresibilidad del material en estudio; se midieron en cada incremento las deformaciones en función del tiempo. El tiempo promedio de duración de cada incremento de carga fue de 12 horas y nunca menor de dos horas.

#### 4.4 Formación de Especímenes para Prueba de Compresión Uni-dimensional

Los especímenes se formaron con capas de 1 cm. Se pesaron las fracciones componentes del material necesario para cada capa, cada una con la granulometría definida en este estudio, a fin de asegurar la homogeneidad de las probetas.

La compactación de cada capa se efectuó de la manera análoga a la utilizada en las pruebas triaxiales y para el estado suelto se procedió también de una forma semejante a la del estado suelto de dichas pruebas.

### 5. RESULTADOS

#### 5.1 Comportamiento Esfuerzo-deformación

Las curvas esfuerzo-deformación obtenidas en las pruebas de compresión triaxial se muestran en las figuras 6, 7 y 8, que corresponden a los estados muy compacto, semicompacto y al muy suelto, respectivamente. Las relaciones de vacíos promedio para estos ensayos fueron de 0.40, 0.49 y 0.55 que corresponden a compacidades relativas del 93% , 44% y 11% , respectivamente.

Debe hacerse notar que al momento de verificar las medidas, antes de iniciar cada ensayo, se encontró que existían desviaciones de hasta 0.02 en la relación de vacíos; en el caso más extremo de 0.03, y fueron comunes errores del orden de 0.01. Los errores son fácilmente inducidos al momento de colocar la cabeza del espécimen, en el desmante del tubo partido y en la aplicación del vacío necesario para dar el confinamiento que sos-

tiene la probeta.

En las figuras mencionadas arriba, acompañan a las curvas esfuerzo-deformación axial las que se refieren a las deformaciones volumétricas  $\epsilon_v$  con la deformación unitaria axial,  $\epsilon$ .

Las relaciones de vacíos mínima y máxima encontradas con el procedimiento mencionado en el capítulo 3 corresponden a una  $e = 0.39$  y a  $e = 0.57$ , respectivamente. La figura 6 incluye los resultados de las pruebas realizadas en estado muy compacto, a confinamientos de  $0.50 \text{ kg/cm}^2$ ,  $1 \text{ kg/cm}^2$ ,  $2 \text{ kg/cm}^2$ ,  $4 \text{ kg/cm}^2$  y  $8 \text{ kg/cm}^2$ . Puede observarse que en los ensayos a confinamientos de  $2 \text{ kg/cm}^2$ ,  $4 \text{ kg/cm}^2$  y  $8 \text{ kg/cm}^2$  sólo ocurrieron disminuciones de volumen en la probeta y sólo la prueba llevada a un confinamiento de  $0.50 \text{ kg/cm}^2$  muestra claramente una dilatancia a partir de un esfuerzo desviador de aproximadamente  $3 \text{ kg/cm}^2$ . La prueba a  $1 \text{ kg/cm}^2$  de confinamiento también muestra, aunque en mucho menor grado, una porción de dilatancia a partir del esfuerzo desviador de  $6 \text{ kg/cm}^2$ . La explicación para este comportamiento se debe a la baja resistencia a la ruptura que muestran los granos de pómez, lo cual da lugar a un material que se muestra muy compresible para los niveles de esfuerzo aquí utilizados. Este comportamiento es típico de las pruebas que se realizan a altos esfuerzos (Ref. 2) en materiales granulares. En las pruebas a  $0.50 \text{ kg/cm}^2$  y a  $1 \text{ kg/cm}^2$  se observa claramente como al continuar la deformación axial al nivel de esfuerzos desviadores máximo, aproximadamente, la pendiente que se alcanza si se prosigue la prueba, es aproximadamente nula y es a partir de esta condición cuando se aprecia la tendencia dilatante que se manifiesta además como un abultamiento lateral en la probeta.

Al aumentar el confinamiento se muestra claramente un aumento de la rigidez del espécimen, que se manifiesta como una disminución del módulo de deformación lineal,  $M_z$ , el cual se define aquí como la secante a partir de un esfuerzo desviador nulo hasta un esfuerzo desviador igual a un medio del esfuerzo desviador máximo, Fig. 12.

$$M_z = \frac{\Delta \epsilon_z}{\Delta \sigma_z} \quad (5.1.1)$$

Una característica semejante a la anterior se muestra si se utiliza el módulo de deformación lineal inicial,  $M_{z0}$ , el cual disminuye al aumentar el confinamiento. Este módulo se obtiene de la tangente a la curva esfuerzo-deformación en el origen y resulta en valores un poco menores que los que se obtienen para el módulo de deformación lineal. Es de destacar el hecho de que los valores del módulo de deformación lineal que resultan aquí son mayores que los encontrados para otras arenas, esto resulta lógico cuando se tiene presente que en los ensayos del pómez existió rompimiento de granos (Figs. 18, 19 y 20). También se tiene que al aumentar el esfuerzo confinante la deformación que se tiene en la falla aumenta, así como también el esfuerzo desviador máximo.

Para el grupo de ensayos de compresión triaxial en estado semicompacto, con los confinamientos a 0.50, 1, 2, 4 y 8 kg/cm<sup>2</sup>, se observa un comportamiento análogo al del suelo muy compacto, aunque con variación de la magnitud de los módulos de deformación lineal, los cuales son mayores que sus homólogos de las pruebas en estado muy compacto. También se observa la dilatancia, en menor grado, para la prueba a confinamiento de 0.50 kg/cm<sup>2</sup> y apenas se aprecia para la realizada a 1 kg/cm<sup>2</sup> de confinamiento.

La dilatación se observa en el ensayo a  $0.50 \text{ kg/cm}^2$  de confinamiento cuando el esfuerzo desviador es aproximadamente de  $2.80 \text{ kg/cm}^2$ , que está muy cerca del de falla. A partir de este esfuerzo, la pendiente de la curva esfuerzo-deformación tiende a ser prácticamente nula. En el caso del ensayo a  $1 \text{ kg/cm}^2$  de confinamiento la dilatación apenas es observada cuando el esfuerzo desviador es  $5.60 \text{ kg/cm}^2$  y se acerca a la falla de forma análoga a la prueba de  $0.50 \text{ kg/cm}^2$  de confinamiento, es decir, con una pendiente de la curva esfuerzo-deformación que tiende a cero.

La arena de pómez en un estado muy suelto prácticamente no muestra dilatación a ninguno de los esfuerzos confinantes, los módulos de deformación son mayores, así como también es menor el esfuerzo desviador máximo que los respectivos de pruebas en estado muy compacto y semicompacto. Así, la deformación que se tiene para el esfuerzo desviador máximo es mayor conforme disminuye la compactación relativa.

El comportamiento típico observado en las probetas al acercarse a la falla se definió, en confinamientos de  $0.50 \text{ kg/cm}^2$  y  $1 \text{ kg/cm}^2$ , con un abarquilamiento que aparecía mayor en el tercio central y se desvanecía hasta llegar a las fronteras extremas donde la fricción con las piedras porosas ejercía una restricción. En los ensayos con  $4 \text{ kg/cm}^2$  y  $8 \text{ kg/cm}^2$  de confinamiento se presentaba adicionalmente el abarquilamiento, el cual se observaba sensiblemente menor que el mostrado en los casos anteriores, una tendencia al pandeo para que finalmente, como en la mayoría de los casos, se definiera un plano de falla. En el caso de los confinamientos a  $2 \text{ kg/cm}^2$  se presentó una situación intermedia.

La excepción en la forma de fallar ocurrió en el ensayo para un confina-

miento de  $1 \text{ kg/cm}^2$  en una probeta en estado semicompacto, la cual no definió, claramente, un plano de falla y mostró un gran abarillamiento en el momento de la falla.

Se estima que los pandeos que aparecieron en los ensayos a confinamientos mayores de  $2 \text{ kg/cm}^2$  se deben a la presencia de zonas de debilidad que llegan a ser muy importantes a esos niveles de esfuerzo a causa de las reducidas dimensiones de las probetas, de lo cual se deduce también que estas no eran del todo homogéneas. Se considera que esta situación no se debe a defectos en la colocación del cabezal ni a fallas de la horizontalidad de la frontera superior, pues esto se vigiló con especial atención, así como también se cuidó la verticalidad de los especímenes.

Al revisar las curvas correspondientes a las figuras 6, 7 y 8 se observa que al aumentar el esfuerzo confinante, los cambios volumétricos generados son mayores y también lo son las deformaciones axiales asociadas a estos. Además, se tiene que cuando la compacidad relativa aumenta, los cambios volumétricos son menores.

Como el material aquí ensayado, arena pumítica, es de tipo friccionante, se puede decir que las deformaciones del espécimen serán, para cualquiera de los rangos de esfuerzo utilizados en este trabajo, el resultado de movimientos relativos, deformaciones y rompimiento de los granos.

Las deformaciones también están relacionadas con la compacidad relativa, pues cuanto más compacto se tenga el material granular, mayor será el número de contactos y menor el tamaño de los huecos entre granos. Al aplicar esfuerzos cortantes en el material en estado muy compacto, los granos para poder moverse, rotar, trasladarse y deformarse tendrán que rodar.

unos sobre los otros resultando así un aumento en el volumen del material. Este aumento de volumen, cuando existe rompimiento de granos, se ve disminuido, pues algunos de los fragmentos de los granos pasan a ocupar huecos que existían cuando se tenía el estado inicial. Al aumentar el nivel de esfuerzos aumentan las fuerzas de contacto y así también aumenta el porcentaje de granos rotos, debido a ello, el efecto dilatante para cada nivel de esfuerzos mayor, menos se deja ver, hasta desaparecer por completo. De esta forma puede concluirse que las propiedades esfuerzo-deformación se ven afectadas por el esfuerzo confinante, la relación de vacíos y la resistencia a la ruptura de los granos.

Otros factores que también afectan las propiedades esfuerzo-deformación lo son la forma de los granos, que cuando son angulosos proporcionan mayor encaje que los redondeados; la granulometría, que cuando es mejor favorece el buen acomodo; y la composición mineralógica debido a la naturaleza friccionante del material.

En adición a lo anterior se tiene que si bien es cierto que los granos angulosos favorecen el mejor encaje del material, también es cierto que sufren más fácilmente roturas que en el caso de materiales formados por granos redondeados.

#### *Módulo de Deformación Lineal*

El módulo de deformación lineal se determinó directamente de los diferentes ensayos de compresión triaxial con la secante que parte del origen de coordenadas, deformación axial nula y esfuerzo desviador nulo, y que corta la curva esfuerzo-deformación axial en el punto en que el esfuerzo es

un medio del esfuerzo desviador máximo. El módulo de deformación, que depende del esfuerzo confinante  $\sigma_3$ , de la relación de vacíos inicial y del esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) utilizado para su definición, se presenta en la figura 12 para los tres estados de compactación, estados muy suelto, semicompacto y muy compacto, que corresponden a compactaciones relativas del 11%, 44% y 93%, respectivamente.

Al graficarse los valores de  $M_z$  con el esfuerzo confinante  $\sigma_c$  ( $\sigma_c = \sigma_3$ ) en escala logarítmica se encuentra que la ley fenomenológica queda determinada por la siguiente ecuación:

$$M_z = C_0 \cdot \sigma_c^{-n}$$

Esta ley muestra que cuando el esfuerzo confinante aumenta el valor del módulo de deformación disminuye y cuando el valor de  $\sigma_c$  se aproxima a cero, el valor del módulo de deformación se aproxima a un valor infinito (Ref. 8). Los valores de las constantes  $C_0$  y  $n$  obtenidos para arena pumítica en los tres estados de compactación señalados son los siguientes:

Estado de compactación	$C_r$	$C_0 \times 10^{-3}$ $\frac{\text{cm}^{2(1-n)}}{\text{kg}^{(1-n)}}$	$n$
Muy suelto	0.11	12.50	0.45
Semicompacto	0.44	10.60	0.43
Muy compacto	0.93	7.46	0.35

De las mismas curvas esfuerzo-deformación también se ha obtenido el módulo de deformación lineal inicial,  $M_{z0}$ , que se define para la tangente a la curva, en el origen. Los valores del módulo de deformación lineal inicial se presentan en forma análoga a la utilizada para el módulo de

deformación lineal  $M_z$ , en escala logarítmica, obteniéndose los siguientes resultados para  $C_0$  y  $n$  (Fig. 13).

Estado de compactación	$C_r$	$C_0 \times 10^{-3}$ $\text{cm}^2(1-n)/\text{kg}(1-n)$	$n$
Muy suelto	0.11	13.54	0.53
Semicompacto	0.44	9.00	0.51
Muy compacto	0.93	5.90	0.40

Al observar los dos módulos de deformación,  $M_z$  y  $M_{z0}$ , se observa que los valores de las constantes  $C_0$  y  $n$  de la ley fenomenológica no presentan una gran diferencia, si bien es cierto que el módulo de deformación lineal inicial es siempre menor que el módulo de deformación lineal.

Con el fin de verificar la posibilidad de obtener el módulo de deformación lineal para diferentes esfuerzos confinantes sobre una misma probeta, se realizaron tres ensayos, cada uno en los estados de compactación ya enunciados. Estas pruebas se describen en la referencia 8 y consisten en el siguiente procedimiento: el espécimen se coloca en el aparato triaxial con la relación de vacíos deseada,  $e_0$ , posteriormente se aplica un esfuerzo confinante  $\sigma_{c1}$  y se permite a la muestra estabilizar bajo ese esfuerzo confinante para así tener una nueva relación de vacíos  $e_1$ ; después se aplica un incremento de esfuerzo vertical efectivo  $\Delta\sigma_{z1}$  del cual obtenemos la relación entre el incremento de deformación axial y  $\Delta\sigma_{z1}$ , dándonos un módulo de deformación secante  $M_{z1}$  que corresponde al esfuerzo confinante  $\sigma_{c1}$  y a la relación de vacíos  $e_1$ . El siguiente paso será descargar el espécimen de prueba del incremento  $\Delta\sigma_{z1}$  para luego aumentar el esfuerzo confinante a  $\sigma_{c1} + \Delta\sigma_{c1} = \sigma_{c2}$ . Después de que el espécimen

se estabiliza bajo el nuevo esfuerzo confinante se aplica un nuevo incremento de esfuerzo vertical  $\Delta\sigma_{z2}$  obteniéndose la relación entre  $\Delta\epsilon_{z2}$  y  $\Delta\sigma_{z2}$  que corresponde al esfuerzo confinante  $\sigma_{c2}$ , el cual permanece constante durante la aplicación del incremento de esfuerzo vertical  $\Delta\sigma_{z2}$ . El siguiente módulo de deformación  $M_{z2}$  corresponde al esfuerzo confinante  $\sigma_{c2}$  y a la relación de vacíos  $e_2$ . De esta forma la prueba prosigue y se determina el módulo de deformación para cada rango de esfuerzos deseado.

En las pruebas que se muestran en las figuras 9, 10 y 11 se aplicó para cada esfuerzo confinante un esfuerzo desviador de aproximadamente la mitad del estimado como máximo y en incrementos menores de 1/10 de dicho esfuerzo. En estas figuras se muestran las curvas esfuerzo-deformación para ensayos en muestras en estado muy compacto, semicompacto y muy suelto. La prueba realizada en estado muy compacto fue necesario suspenderla al completarse el ciclo correspondiente a 4 kg/cm<sup>2</sup> de esfuerzo confinante, debido a que se observó un gran riesgo de perforación de la membrana.

De los resultados obtenidos en estos ensayos se observa la gran deformación de tipo plástico que tiene ocurrencia en cualquiera de los ciclos que se revisen, de tal forma que cuando se descarga del esfuerzo desviador es muy poca la recuperación en la deformación. Lo que realmente sucede es que las deformaciones registradas al cargar el espécimen son principalmente el resultado de un reacomodo de los granos por giros y deslizamientos, así como también del rompimiento de contactos entre granos e incluso, en menor grado, del rompimiento de granos completos. Sin embargo, se considera que el fenómeno que en este tipo de ensayos tiene mayor peso, en lo que se refiere a las deformaciones plásticas, lo cons-

tituye el rompimiento en los contactos de los granos.

Debido a lo expuesto anteriormente se concluye que los resultados de ensayos de este tipo y en este material no son convenientes para determinar el módulo de deformación lineal a los diferentes esfuerzos confinantes. Los valores de estos módulos de deformación aparecen en las figuras 9, 10 y 11 pero no se han presentado de la forma en que aparecen los que fueron determinados sobre diferentes probetas para cada esfuerzo confinante, pues no siguen la ley fenomenológica enunciada anteriormente y, al dibujarse en escala logarítmica, los puntos que se obtienen están demasiado lejos de permitir que se les ajuste a una línea recta.

En cada ciclo de los ensayos sobre una misma probeta de arena de pómez se producen cambios que vienen a afectar, en forma irreversible, al material, modificando su granulometría y por tanto imponiendo en cada ciclo diferentes condiciones. El factor que se considera dominante en estos ensayos, como inconveniente, viene a ser la baja resistencia a la ruptura que presentan los granos de pómez

En este tipo de ensayos el material presenta para el primer ciclo de carga resultados semejantes a los ensayos de probetas diferentes, como debe de ser, pues parten de las mismas condiciones en ambos casos, sin embargo, en el siguiente ciclo los módulos de deformación lineal se presentan mucho menores que sus homólogos, y así sucesivamente.

Un hecho que es conveniente destacar es el que se observa en el último ciclo del ensayo en la probeta en estado muy suelto, a un esfuerzo confinante de  $8 \text{ kg/cm}^2$ ; en este ciclo el módulo de deformación lineal fue prácticamente del mismo valor que el que se determinó para el ciclo co-

respondiente al esfuerzo confinante de  $4 \text{ kg/cm}^2$ , este hecho se revisó repitiendo el ensaye en otra probeta en estado muy suelto, encontrándose que repetían los resultados y que nuevamente eran, prácticamente, iguales los módulos de deformación obtenidos a los esfuerzos confinantes de  $4 \text{ kg/cm}^2$  y  $8 \text{ kg/cm}^2$ , a esto, la explicación viene a darla el fenómeno del rompimiento de granos, el cual aumentó su importancia en el máximo esfuerzo confinante y al aplicar la componente de esfuerzo desviador, de forma tal que aunque el esfuerzo confinante aumentó y era de esperarse menor deformabilidad, por otro lado, el rompimiento de granos se mostró más importante y con un efecto contrario al del aumento de esfuerzo confinante. Lo explicado aquí no apareció en el caso de la probeta que se ensayó en estado semicompacto, destacando la importancia de la compacidad relativa en el rompimiento de granos. Al observar el punto correspondiente al módulo de deformación lineal obtenido a un esfuerzo confinante de  $8 \text{ kg/cm}^2$  sobre el ensaye en estado muy suelto, figura 12, no pasa por alto la tendencia a un aumento de la deformabilidad debido al rompimiento de granos, pues se puede ver en la gráfica correspondiente que dicho punto está arriba de la línea recta que ajusta los resultados para obtener la ley fenomenológica. También se observa que en la misma figura el primer punto para la probeta en estado muy suelto, para un esfuerzo confinante de  $0.50 \text{ kg/cm}^2$ , queda por arriba de la línea recta, lo cual se justifica por la menor importancia que tiene en ese nivel de esfuerzos el rompimiento de granos. Esto mismo se observa en menor grado para el estado semicompacto.

*Relación Teórica entre el Coeficiente de Compresibilidad Volumétrica Unitaria y el Módulo de Deformación Lineal*

Las propiedades esfuerzo-deformación de un suelo pueden generalizarse aceptando que el material tiene propiedades mecánicas diferentes en dos direcciones solamente, la normal a los planos de estratificación y la paralela a ellos. De esta forma tenemos el módulo de deformación lineal  $M_z$  en la dirección vertical, y  $M_h$  el módulo de deformación lineal en dirección horizontal.

Del estado de esfuerzos y deformaciones en un punto, Fig. 43, se tiene que cuando aumentan los esfuerzos en las tres direcciones, el incremento de deformaciones correspondiente a cada dirección se puede expresar como:

$$\Delta \epsilon_z = \left[ 1 - \nu \frac{M_h}{M_z} \cdot \frac{\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_z} \right] M_z \cdot \Delta \sigma_z \quad (5.1.2)$$

$$\Delta \epsilon_y = \left[ 1 - \nu \left( \frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_y} + \frac{M_z}{M_h} \cdot \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_y} \right) \right] M_h \cdot \Delta \sigma_y \quad (5.1.3)$$

$$\Delta \epsilon_x = \left[ 1 - \nu \left( \frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_x} + \frac{M_z}{M_h} \cdot \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_x} \right) \right] M_h \cdot \Delta \sigma_x \quad (5.1.4)$$

donde se considera que la relación de Poisson  $\nu$  tiene un valor fijo para la dirección horizontal y la vertical. De las expresiones de arriba, al analizar el caso de un material confinado a deformación lateral nula en ambas direcciones, es decir,  $\Delta \epsilon_x = \Delta \epsilon_y = 0$  utilizando las fórmulas 5.1.3 y 5.1.4, y sustituyendo en la ecuación 5.1.2 se obtiene

$$\Delta \epsilon_z = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \cdot M_z \Delta \sigma_z \quad (5.1.5)$$

En la ecuación 5.1.5 puede observarse que la deformación vertical unitaria no depende de la relación  $M_h/M_z$ ; y en cambio, si es una función de la relación de Poisson.

Como se tiene que para el caso de compresión unidimensional las deformaciones axiales son iguales a las volumétricas, o sea,  $\Delta \epsilon_y = \Delta \epsilon_z$  y si se define (Zeevaert, 1973)

$$\frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} = \nu_c$$

se tiene de la ecuación 5.1.5 que:

$$\Delta \epsilon_y = \nu_c M_z \Delta \sigma_z$$

Además, el coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria definido por Terzaghi (1943) en la teoría de consolidación, que corresponde a cero deformación lateral, se define como:

$$m_v = \frac{\Delta \epsilon_y}{\Delta \sigma_z} \quad (5.1.6)$$

Con esta ecuación se obtiene la relación entre el coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria y el módulo de deformación lineal:

$$\frac{m_v}{M_z} = \nu_c \quad (5.1.7)$$

lo cual representa una relación teórica.

De las ecuaciones 5.1.6, 5.1.7 y 5.1.1 se encuentra que

$$\nu_c = \frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \epsilon_z} \quad (5.1.8)$$

La ecuación 5.1.8 aplicada a las curvas  $\epsilon_v$  vs.  $\epsilon$  de las pruebas de compresión triaxial, figuras 6, 7 y 8, nos permite encontrar los siguientes resultados:

Para el estado muy compacto, Fig. 6, hasta deformaciones axiales  $\epsilon$  del 4% se tiene un valor de  $\nu_c$  de 0.93 que corresponde a una relación de Poisson de 0.16, valor que ajusta de manera aproximada a las pruebas realizadas a esfuerzos confinantes de 1, 2, 4 y 8 kg/cm<sup>2</sup>. Para el caso del ensaye realizado a 0.50 kg/cm<sup>2</sup> el valor de  $\nu_c$  parece ser aplicable sólo hasta una deformación axial del 2%. En realidad, para los ensayes a 4 y 8 kg/cm<sup>2</sup> de esfuerzo confinante el valor de  $\nu_c$  se aproxima más a la unidad, lo cual implica valores de la relación de Poisson de cero, prácticamente, de donde se desprende que en los rangos de deformación arriba mencionados los valores de  $m_v$  y  $M_z$  son aproximadamente iguales.

En el estado semicompacto, Fig. 7, para deformaciones axiales  $\epsilon$  menores del 5% para los refuerzos confinantes de 2, 4 y 8 kg/cm<sup>2</sup> el valor de  $\nu_c$  se aproxima a uno y en deformaciones axiales  $\epsilon$  menores del 3% para los esfuerzos confinantes de 0.50 y 1 kg/cm<sup>2</sup> el valor de  $\nu_c$  es del orden de 0.83 que corresponde a una relación de Poisson de 0.25.

En el estado muy suelto se tiene que para deformaciones axiales menores del 6% el valor de  $\nu_c$  para esfuerzos confinantes de 2, 4 y 8 kg/cm<sup>2</sup> se aproxima también a la unidad, o sea, un valor nulo para la relación de

Poisson. En esfuerzos confinantes de 0.50 y 1 kg/cm<sup>2</sup> para deformaciones axiales menores del 3% el valor de  $\nu_c$  toma un valor de 0.83 y por tanto una relación de Poisson de aproximadamente 0.25.

En deformaciones axiales mayores a las arriba enunciadas ya no se puede aceptar que la relación  $\nu_c$  se mantenga, debido al rompimiento de granos y a la dilatancia que se hace presente en las pruebas a esfuerzos confinantes menores de 1 kg/cm<sup>2</sup>, incluso en el estado muy suelto que también muestra, en el ensaye a 0.50 kg/cm<sup>2</sup>, cierta dilatancia.

Es notoria la tendencia de que a mayor esfuerzo confinante se tienen mayores valores de  $\nu_c$  y por tanto menores valores de relación de Poisson, basados en la relación teórica, ec. 5.1.7, que se ha aplicado en el pómez aquí utilizado.

#### *Expansión por Descargas*

Cuando se realiza una excavación se induce un alivio de esfuerzos efectivos  $\sigma_{0j}$  existentes en la masa de suelo, el cual es máximo en el fondo de la excavación e igual a  $\sigma_{0d}$ . Dicho alivio produce una expansión que para un estrato cercano al fondo implica una deformación unitaria por expansión. Si el alivio de esfuerzos efectivos es parcial,  $(\sigma_{0j} - \sigma_j)$ , a una profundidad  $z_j$ , la expansión unitaria a dicha profundidad será solamente  $\Delta\epsilon_j$  sobre la línea vertical del comportamiento de expansión, Fig. 44.

Zeevaert (1973), encontró, de investigaciones realizadas en probetas de suelo inalterado, que la ley fenomenológica que rige este fenómeno se puede expresar por:

$$\Delta \epsilon_i = a (\sigma_{0i} - \sigma_i)^c \quad (5.1.9)$$

en donde los parámetros  $a$  y  $c$  pueden determinarse en el laboratorio. Casteletti (1978), encontró que el valor del exponente  $c$  permanece, prácticamente, invariable con el confinamiento en el caso de arcillas y arcillas limosas. Ahora, en el caso de la arena de pómez de esta investigación se encuentra que el valor del parámetro  $c$  resulta también prácticamente invariable con los esfuerzos confinantes, a partir de los resultados obtenidos en las pruebas de compresión triaxial, figuras 9, 10 y 11 con los estados de compacidad relativa del 89%, 39% y 6%, respectivamente. Además, también se encuentra que en la arena de pómez el valor de  $c$  es prácticamente independiente de la compacidad relativa y tiene un valor promedio de aproximadamente 1.9, adimensional, con pequeñas variaciones en la mayoría de los casos, figuras 45, 46 y 47. El valor del módulo secante de deformación unitaria por expansión que corresponde a la respuesta elástica máxima queda definido por

$$M_{e0} = \frac{\Delta \epsilon_0}{\Delta \sigma_0} \quad (5.1.10)$$

El valor de  $c$  se puede obtener de las curvas de expansión de las pruebas de compresión triaxial de las figuras 9, 10 y 11, dibujándolas en escalas logarítmicas donde resultan líneas rectas cuya pendiente es el valor de  $c$ .

$$c = \frac{\log \epsilon_{r2} / \epsilon_{r1}}{\log \sigma_{r2} / \sigma_{r1}} \quad (5.1.11)$$

De la figura 44, para un alivio total de esfuerzos  $\Delta \sigma_0$  se obtiene

$$\Delta \epsilon_0 = a (\Delta \sigma_0)^c \quad (5.1.12)$$

el módulo secante  $M_{eo}$  será

$$M_{eo} = a (\Delta\sigma_0)^{c-1} \quad (5.1.13)$$

Para un alivio parcial de esfuerzos el módulo secante será

$$M_{ei} = \frac{\Delta\epsilon_i}{\Delta\sigma_i} = a (\Delta\sigma_i)^{c-1} \quad (5.1.14)$$

Así la relación de los módulos de deformación unitaria por expansión será

$$\frac{M_{ei}}{M_{eo}} = \left( \frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_0} \right)^{c-1} \quad (5.1.15)$$

La relación anterior se conoce como el factor de expansión

$$\rho_{ei} = \left( \frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_0} \right)^{c-1} \quad (5.1.16)$$

El valor de  $\rho_e$  podrá ser calculado a partir de  $c$ , determinado de las pruebas de laboratorio por la respuesta elástica. Conociendo la relación alivio de esfuerzos parcial al total, Fig. 44

$$\rho_{ei} = \left( \frac{\sigma_{oi} - \sigma_i}{\sigma_{oi}} \right)^{c-1} \quad (5.1.17)$$

El valor de la respuesta elástica máxima se conoce de las pruebas, por consiguiente, el módulo de deformación unitaria de la respuesta elástica por descarga parcial a la profundidad investigada será

$$N_{ei} = \rho_{ei} (M_{eo})_i \quad (5.1.18)$$

Conocidos los valores representativos de cada estrato  $d_i$  se calcula la expansión volumétrica del estrato

$$\alpha_{ei} = M_{ei} \cdot d_i \quad (5.1.19)$$

el cual, multiplicado por el alivio de esfuerzos ( $\sigma_{oi} - \sigma_i$ ) a esa profundidad, dará la expansión elástica del estrato

$$\Delta \delta_{ei} = \alpha_{ei} (\sigma_{oi} - \sigma_i) \quad (5.1.20)$$

En realidad, de las pruebas de compresión triaxial de las figuras 9, 10 y 11 en las etapas de descarga para cualquier esfuerzo confinante utilizado y de las pruebas de compresión unidimensional en la descarga, figura 22, es fácil observar que las deformaciones por expansión son muy pequeñas, comparadas con las que se tienen en la etapa de compresión. En la práctica es de esperarse que, en una excavación en arena de pómez, las expansiones provocadas por un alivio de esfuerzos sean poco importantes.

## 5.2 Rompimiento de Granos

La tabla 2 resume los resultados de las pruebas de compresión triaxial, incluyendo el porcentaje de rompimiento de granos  $B_g$  para cada ensaye y las figuras 18, 19 y 20 muestran las granulometrías que resultan después de las pruebas. En estas figuras también se presentan las curvas de rompimiento de granos  $\Delta W_k$  vs.  $d_n$ . Estas curvas han sido obtenidas posteriormente a una corrección que se aplicó a todos los ensayes. La corrección consistió en descontar, para cada tamaño nominal, la diferencia que se obtenía al efectuar un cribado nuevamente al material que se utilizaba inicialmente en los ensayes. Así, un material sin ensayar, al hacerle una nueva granulometría, presentaba un rompimiento aparente de aproximadamente el 6%. El procedimiento de compactación utilizado no afecta,

prácticamente, la granulometría, por lo cual no fue necesario corregir el rompimiento de granos por ese motivo.

En los ensayos realizados se encuentra que el rompimiento de granos es apreciable en todos los niveles de esfuerzos que se aplicaron, desde 0.50 kg/cm<sup>2</sup> de confinamiento hasta los 8 kg/cm<sup>2</sup> en que se presentan los máximos valores de  $B_g$ , los cuales son del orden del 20% para los estados de compactación extremos e intermedio.

Debieran encontrarse en todos los casos mayores rompimientos para los estados de menor compacidad relativa, debido a que la granulometría inicial es la misma en todos los ensayos, esto no se observa en los resultados. La razón que parece justificar lo anterior parece encontrarse en que, si bien es cierto que las muestras más compactas tienden a formar mayor número de contactos entre los granos, también es cierto que las probetas compactadas en capas muestran una estratificación notable y una selección del material, lo cual tiende a disminuir el número de contactos de granos grandes, principalmente, los cuales se observa tienen importancia especial bajo las condiciones que aquí se han manejado.

Al observar las curvas de rompimiento de granos es notorio que los granos grandes son los que mayor rompimiento sufren y sus fragmentos vienen a acumularse en las mallas siguientes o pasan la malla 20, también es notorio que la malla 20 retiene menos material del que retenía antes, en todos los casos. El material retenido en la malla 14 es, prácticamente, el mismo antes y después de los ensayos, en cantidad. Esto no implica que el material retenido originalmente en la malla 14 no sufrió rompimiento, puede suceder que el material que se rompió fue reemplazado por el que venía

de la malla 8 ó 10.

Considerando al esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ) como significativo en el rompimiento de granos  $B_g$ , se ha graficado la relación  $B_g(1+e_i)$  en función de  $\sigma_1$ , Fig. 21, donde  $e_i$  es la relación de vacíos inicial. De esta forma, parece ser que  $B_g(1+e_i)$  es una función aproximadamente lineal de  $\sigma_1$  que no concurre al origen, lo cual indica que los granos tienen fisuras en su masa y que con un esfuerzo pequeño se puede tener rompimiento de granos. Estos resultados concuerdan con los encontrados por Marsal (1972) para gneis granítico de Mica, pizarra de El Granero, gran B y en especial, con los encontrados para la caliza de La Angostura.

El rompimiento de granos medido al final de las pruebas de compresibilidad fue del orden del 5% y se considera que se debe principalmente a la rotura de granos que cuentan con fisuras.

En relación con los resultados de las pruebas de ruptura, existe concordancia entre el valor de  $\lambda = 1.41$  encontrado para granos de pómez y el que propone Marsal (1969) de  $3/2$  como promedio de los diversos materiales por él investigados.

### 5.3 Resistencia

Las figuras 14, 15 y 16 muestran los resultados obtenidos de las pruebas de compresión triaxial para los estados muy compacto, semicompacto y muy suelto, respectivamente. La tabla 2 muestra los valores del ángulo de inclinación  $\phi_s$  de la línea recta que pasa por el origen y es tangente al círculo de Mohr en la falla.

En todos los casos, al aumentar el nivel de esfuerzos, se encontraron valores de  $\phi_0$  menores. Es notoria la disminución de  $\phi_0$  que presenta el pómez al aumentar el esfuerzo confinante de 4 kg/cm<sup>2</sup> a 8 kg/cm<sup>2</sup>, en el caso muy compacto baja de 42° a 33.5°. Esto es natural si se piensa en que llega un momento en el que la relación de vacíos inicial deja de ser importante y existe una tendencia a que el ángulo  $\phi_0$  sea el mismo para los tres estados de compactación, con un ángulo de fricción que tiende al ángulo de fricción entre granos. La envolvente de falla para la arena en estado muy suelto, Fig. 16, se muestra como una recta a partir de un esfuerzo normal de aproximadamente 4.50 kg/cm<sup>2</sup> y tiende a la misma pendiente de la envolvente de falla para la arena muy compacta. La envolvente de falla en la arena en estado semicompacto se muestra bastante paralela a la del estado muy compacto hasta un esfuerzo normal de aproximadamente 9 kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 17), y presenta una disminución de pendiente mayor, adelante de ese esfuerzo normal, que cualquiera de las otras dos envolventes. Lo anterior posiblemente se deba a que la prueba de compresión triaxial a 8 kg/cm<sup>2</sup> de confinamiento, en arena semicompacta, falló prematuramente por algún defecto de formación del espécimen, sin embargo, se puede asegurar la influencia de la relación de vacíos inicial en el ensaye, la cual fue de 0.52, lo cual nos indica que el espécimen tenía una compacidad relativa del 28%, aproximadamente, correspondiendo al estado suelto y no al semicompacto que debe ser de una compacidad relativa del 44%.

Al observar las relaciones de esfuerzos principales  $\sigma_1/\sigma_3$ , tabla 2, se nota que en todos los casos  $\sigma_1/\sigma_3$  del estado semicompacto siempre estuvo más cerca de los valores  $\sigma_1/\sigma_3$  del estado muy compacto que del muy suelto; la excepción fue precisamente la prueba en estado semicompacto a 8 kg/cm<sup>2</sup> de esfuerzo confinante, donde la relación resultó más cerca del

estado muy suelto. También en la tabla 2 se observa que el esfuerzo desviador máximo se acerca más al del estado muy suelto que al del estado muy compacto, contrario a los otros cuatro resultados de menores niveles de esfuerzo. En la Fig. 49 se muestran las relaciones  $\sigma_1/\sigma_3$  vs.  $\sigma_3$ .

Para los máximos esfuerzos aplicados en las pruebas de compresión triaxial no se muestra claramente, en los estados semicompacto y compacto, el nivel de esfuerzo normal más allá del cual la curvatura de la envolvente de resistencia desaparece, volviéndose independiente de la relación de vacíos inicial, o sea, no se puede determinar el valor del llamado esfuerzo de colapso,  $\sigma_B$ , pues sería necesario realizar pruebas a mayores esfuerzos confinantes para poder asegurar que se ha alcanzado dicho esfuerzo. Por tanto se puede decir que los efectos dilatantes no han desaparecido por completo y el rompimiento de granos no es el único mecanismo que existe.

En términos generales, las envolventes de falla resultan curvas convexas que tienden a una ley lineal de variación (la arena muy suelta, en particular), para esfuerzos normales mayores de 4.50 kg/cm<sup>2</sup> en arena muy suelta y para esfuerzos mayores de 11 kg/cm<sup>2</sup>, posiblemente, para la arena muy compacta.

Las relaciones de esfuerzos principales para la arena muy compacta variaron de 8.50 a 3.55 cuando los esfuerzos confinantes crecieron de 0.50 kg/cm<sup>2</sup> a 8 kg/cm<sup>2</sup> y para el caso de la arena muy suelta varían de 6.19 a 3.11. En la arena semicompacta el caso es intermedio.

#### 5.4 Compresibilidad

En las figuras de la 22 a la 42 se presentan los resultados de las dos pruebas de compresión uni-dimensional que se realizaron en arena pumítica en los estados muy compacto y muy suelto. Para interpretar estos resultados se comenzará por describir el comportamiento deformación-tiempo.

En niveles de esfuerzo bajos e incluso en elevados, pensando en el criterio de Vesic y Clough, es poco común que en arenas tenga importancia el efecto del tiempo en las deformaciones, sin embargo, ya se ha encontrado que, cuando existe rompimiento de granos, la deformación provocada por la aplicación de un incremento de esfuerzos no es instantánea, aún cuando se encuentren saturadas dichas arenas. El reacomodo de los granos y la rotura de algunos de ellos, es un proceso del tipo de falla progresiva o de difusión, dicho de otra forma. En la arena pumítica de la Cd. de México, utilizada con la granulometría de la Fig. 4, se encontró que a presiones menores de  $8 \text{ kg/cm}^2$  el efecto del tiempo resultaba importante, por ejemplo, en la Fig. 24 se tiene, para la arena muy compacta, la relación  $h/H_0$  correspondiente a una presión de  $5 \text{ kg/cm}^2$  con tiempos de 50, 150 y 4086 minutos, la cual muestra que entre los 150 y 4086 minutos, la deformación es de un tercio, aproximadamente, de la total registrada para el incremento de esfuerzos de 4 a  $5 \text{ kg/cm}^2$ .

Las figuras 25 a 29, 37 y 38 muestran las curvas de deformación contra tiempo para arena de pómez muy compacta ( $e_0 = 0.406$  para  $\sigma = 0$ ) en escala semilogarítmica para las primeras y en escala natural para las figuras 37 y 38.

Puede observarse en estas figuras que conforme aumenta el nivel de es-

fuerzos también aumenta la importancia del tiempo. Para los primeros incrementos de esfuerzo las deformaciones inmediatas son, con mucho, más importantes que las diferidas y lo contrario sucede para los últimos incrementos de esfuerzo. La explicación del comportamiento la viene a dar el hecho de que conforme aumenta el nivel de esfuerzos los granos del espécimen comienzan a sufrir pequeñas roturas, de tipo local, y en menor grado, completas.

Las figuras 30 a 35 y 40 a 42 son, análogamente a las anteriores, las de deformación contra tiempo para la arena pumítica en estado muy suelto ( $e_0 = 0.596$  para  $\sigma = 0$ ). El comportamiento presentado es semejante al de la arena muy compacta, es decir, conforme aumenta el nivel de esfuerzos la importancia del tiempo también aumenta.

La compresión de la arena pumítica puede dividirse en dos partes fundamentales. La primera corresponde a deformaciones elasto-plásticas, las cuales ocurren en un lapso de tiempo muy corto después de la aplicación de la carga, y la segunda parte que ocurre con el tiempo y corresponde a deformaciones visco-plásticas. En todas las curvas deformación-tiempo que se muestran en las figuras 25 a 35 se observa que las deformaciones varían linealmente con el logaritmo del tiempo. La ley logarítmica lineal fue reportada primeramente por K.A.S. Buisman (1936) en Holanda, de observaciones de laboratorio y campo, la cual puede escribirse

$$\delta_t = \delta_B + Ct \log \frac{t}{t_B} \quad (5.4.1)$$

donde  $Ct$  representa la pendiente de la línea y  $t_B$  es el tiempo para el cual se nota que empieza a variar la deformación linealmente con el loga-

ritmo del tiempo, figura 48.

En la arena pumítica las deformaciones visco-plásticas son el resultado del rompimiento progresivo de los granos.

En las figuras 36 y 39 se muestran las curvas de compresibilidad para la arena pumítica en estados muy compacto y muy suelto, respectivamente. Estas curvas se presentan para diferentes tiempos, a partir de los resultados experimentales, en ellas puede observarse de una manera muy clara el efecto del tiempo en la curva de compresibilidad. Para un tiempo igual a 0.08 minutos las deformaciones registradas por la arena muy compacta hasta el esfuerzo de 5 kg/cm<sup>2</sup> tienen importancia, pero adelante de dicho esfuerzo es prácticamente nula la deformación provocada por los siguientes incrementos de esfuerzo para ese tiempo. La disminución de la pendiente de la curva de compresibilidad inicia con un valor máximo y termina, para el último incremento de esfuerzos, en un valor nulo para el caso de la arena muy compacta. Para curvas de compresibilidad a tiempos mayores, la pendiente final aumenta hasta llegar a los 760 minutos, que es el tiempo promedio máximo,  $\bar{t}$ , que se permitió a cada incremento de carga actuar sobre el espécimen.

El comportamiento mostrado por la arena pumítica en estado muy suelto, Fig. 39, es bastante parecido al observado en el estado muy compacto, aunque para el tiempo de 0.08 min sí se alcanza a registrar una pequeña deformación para el último incremento de esfuerzos, de 7 a 8 kg/cm<sup>2</sup>, la cual es despreciable comparada con la que le seguirá a otros tiempos.

*Relación de Vacíos-Presiones.* En las figuras 22 y 23 se presentan las curvas de compresibilidad en escala natural y semilogarítmica, respectivamente, en cada figura se tienen las curvas correspondientes al estado suelto y al estado compacto. Para interpretar estas curvas se recurrió al enfoque propuesto por Juárez Badillo (1981), el cual se basa en evidencia experimental y en un principio filosófico, como consideraciones básicas, las cuales se enuncian a continuación y sirven para la obtención de una ecuación general de compresibilidad para suelos bajo esfuerzos isotrópicos.

*Evidencia experimental.* Todas las pruebas de compresibilidad isotrópica y unidimensional en suelos granulares producen curvas de compresión similares en las que se verifican dos fases mecánicas divididas por una "presión crítica".

*Principio filosófico.* Sea  $V$  el volumen bajo un esfuerzo isotrópico  $\sigma_1$ . El problema es obtener el cambio infinitesimal de volumen  $dV$  bajo un cambio infinitesimal de esfuerzo isotrópico  $d\sigma_1$ . La relación entre  $dV$  y  $d\sigma_1$  debe cumplir el siguiente requerimiento:

"La ecuación que relaciona  $V$  y  $\sigma_1$  puede existir solamente a partir de un parámetro adimensional y debe ser independiente de puntos críticos, cumpliendo las condiciones de frontera, nominalmente:  $V = V_0$  para  $\sigma_1 = 0$  y  $V = 0$  para  $\sigma_1 = \infty$ ".

La ecuación general obtenida es

$$\frac{\frac{1}{V} - \frac{1}{V_0}}{\frac{1}{V_1} - \frac{1}{V_0}} = \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_{11}} \right)^\gamma \quad (5.4.1)$$

en donde  $V_1$  es un volumen conocido para la presión  $\sigma_{11}$  ( $\sigma_{11} \neq 0$ ) y  $\gamma$  es un parámetro adimensional llamado "coeficiente de compresibilidad", no lineal.

A partir de la ecuación general, Juárez Badillo presenta dos casos especiales, los cuales describen dos diferentes fases mecánicas, el primero cuando  $V_0$  es finito, en el que la relación es precisamente como aparece en la ecuación anterior y se refiere al tramo no virgen, y en el segundo caso, cuando  $V_0 = \infty$  en que la ecuación anterior se reduce a

$$\frac{V_1}{V} = \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_{11}} \right)^\gamma \quad (5.4.2)$$

que describe la segunda fase mecánica (curvas virgen). En la práctica, una forma más conveniente de presentar la ecuación general es tomando  $\sigma_{11}$  como la presión que puede hacer el volumen  $V_1 = \frac{1}{2} V_0$ . Esta presión es llamada la "presión característica  $\sigma_1^*$ " pudiendo así, escribirse la ecuación general en una forma más simple:

$$\frac{V_0}{V} = 1 + \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_1^*} \right)^\gamma \quad (5.4.3)$$

De la aplicación de la ecuación general de compresibilidad se obtiene para la arena pumítica en los dos estados de compacidad ensayados, muy compacto y muy suelto:

Muy compacto:	$\gamma$	$e_0$	$\sigma_i^*$ , kg/cm <sup>2</sup>
Carga	0.90	0.4064	151
Descarga	0.20	0.3315	$1.46376 \times 10^{10}$
Muy suelto:	$\gamma$	$e_0$	$\sigma_i^*$ , kg/cm <sup>2</sup>
Carga	0.70	0.5950	149
Descarga	0.25	0.4300	$3.99766 \times 10^8$

En los resultados que se muestran arriba puede observarse que el coeficiente de compresibilidad en el tramo no virgen,  $\gamma_u$ , en la carga, se presenta con un valor mayor en la arena compacta que en la suelta; y que en la descarga, el coeficiente de expansión  $\gamma_p$  en ambos estados de compactación es aproximadamente el mismo. Estos resultados son comparables a los que reporta Juárez Badillo (Ref. 10), en donde en los estados más compactos se tienen valores mayores de  $\gamma_u$  que en los estados sueltos y valores iguales de  $\gamma_p$ , es decir, que aparecen independientes del estado inicial de la arena (suelto o denso). Los valores calculados de  $V_0$  en la carga fueron iguales a los medidos, sin embargo, en la descarga, los valores calculados resultaron un poco mayores que los medidos. En lo referente a la presión característica,  $\sigma_i^*$ , se obtienen valores aproximadamente iguales en la carga para ambos estados de compactación, y en la descarga, los valores son bastante mayores que los de carga, además, la presión característica para la descarga es mayor en el estado denso que en el suelto, situación que también concuerda con los resultados que muestra la Ref. 10.

En las pruebas de compresibilidad aquí realizadas, no se llega a un nivel de esfuerzos que permita definir el punto crítico, en que existe el cambio de fase mecánica de la curva no virgen a la virgen, que corresponde al punto de intersección de las ecuaciones 5.4.2 y 5.4.3. Al comparar las presiones características obtenidas en la Ref. 10 para la carga y la descarga en diferentes materiales, tales como arena de Ottawa, arena de Tarandacuao, arena del río Chattahoochee y la arena pumítica de la Cd. de México, parece verificarse la conclusión de que la presión característica es, principalmente, una función de la resistencia a la ruptura de los granos.

Debe hacerse la observación que el caso aquí estudiado se refiere a compresión unidimensional y no a compresión isotrópica para la cual se desarrolló la teoría. Sin embargo, el autor de la teoría acepta que ésta también es aplicable a las curvas de compresión unidimensional en la primera carga, donde la relación de esfuerzo horizontal a vertical  $K_0$  es prácticamente constante.

En la figura 23 se muestran las curvas de compresibilidad en escala semi-logarítmica para la arena pumítica en los dos estados de compactación y también se muestran, en la parte inferior, los valores del coeficiente de compresibilidad  $a_v$  para cada incremento de carga. El coeficiente de compresibilidad  $a_v$  de la arena en estado muy suelto indica la mayor compresibilidad que se tiene, sobre todo a esfuerzos verticales menores de 2 kg/cm<sup>2</sup>. La compresibilidad de la arena en estado muy suelto tiende a ser, aproximadamente, la misma del estado muy compacto para esfuerzos verticales mayores de 3 kg/cm<sup>2</sup>. La compresibilidad que muestra el espécimen en estado muy compacto es mediana al igual que la que muestra la

arena muy suelta a esfuerzos verticales mayores de  $2 \text{ kg/cm}^2$ . La arena muy suelta a esfuerzos verticales menores de  $2 \text{ kg/cm}^2$  se muestra altamente compresible ( $m_v > 0.02 \text{ cm}^2/\text{kg}$ ). Es conveniente mencionar que la relación de vacíos inicial,  $e = 0.596$ , del estado muy suelto en las pruebas de compresión unidimensional, resultó ser mayor que la obtenida como máxima ( $e = 0.57$ ).

## 6. CONCLUSIONES

Tomando en cuenta las dificultades y las consiguientes limitaciones involucradas en el trabajo experimental, sobre todo en lo referente a la relación entre el diámetro de la probeta con el tamaño máximo de granos, y las dificultades que presenta el trabajo con una arena gruesa de granos poco resistentes, es posible llegar a un grupo de conclusiones las cuales, considera el autor, contribuyen al logro de los objetivos de esta tesis.

El hecho de que el material utilizado tenga una granulometría propuesta por el autor y de que no representa las condiciones de un suelo *in situ* no le resta validez a las conclusiones; y el trabajo no queda únicamente dentro del marco académico, pues de lo que aquí se enuncia emanan recomendaciones de tipo práctico. Esta investigación muestra resultados que en forma cualitativa se pueden aplicar a los suelos pumíticos, los cuales, como se explicó en un principio, son suelos que existen en forma abundante y en espesores importantes; en forma cuantitativa sólo son válidos los resultados para la arena pumítica aquí ensayada.

En el trabajo que aquí se presenta no se estudian los efectos de la granulometría, saturación, mineralogía y el de la forma de los granos, fac-

tores que afectan en forma importante el comportamiento esfuerzo-deformación. La tesis destaca, de las observaciones realizadas en el laboratorio y de su interpretación, la influencia del esfuerzo confinante y la de la compacidad relativa en el comportamiento del suelo en la prueba de compresión triaxial, así como también la influencia de la resistencia a la ruptura de los granos de pómez.

- 1) Del trabajo realizado para obtener las relaciones de vacíos mínima y máxima en la arena pumítica se concluye que no es aplicable el procedimiento que propone la ASTM, en el cual la relación de vacíos mínima es determinada colocando el material en un molde y sobre una mesa vibradora, debido a que el material es muy degradable.

A partir de los ensayos de compresión triaxial se concluye que:

- 2) El aumento del esfuerzo de confinamiento produce un aumento de la rigidez del espécimen en todos los casos, y una disminución del módulo de deformación lineal,  $M_z$ .
- 3) El aumento de la compacidad relativa produce menores módulos de deformación.
- 4) Los efectos de dilatancia desaparecen al tomar importancia el rompimiento de granos.
- 5) La resistencia a la ruptura de los granos afecta las propiedades esfuerzo-deformación y la resistencia.
- 6) En la práctica, las expansiones provocadas por un alivio de esfuerzos en arena de pómez, al realizar una excavación, pueden ser poco importantes.

- 7) No es conveniente la obtención del módulo de deformación lineal para diferentes esfuerzos confinantes sobre una misma probeta, debido a la naturaleza de las deformaciones de este material, en el cual existe rompimiento de granos en todos los niveles de esfuerzo que aquí se aplicaron. En cada ciclo de los ensayos de este tipo en arena de pómez, se producen cambios que vienen a afectar en forma irreversible al material, modificando su granulometría y por tanto, imponiendo en cada ciclo diferentes condiciones.
- 8) La mayor parte de las deformaciones que ocurren en la arena pumítica son de tipo plástico, debiéndose, principalmente, a giros, deslizamientos y rompimiento de granos.

En particular, para la arena pumítica aquí ensayada se encuentra que:

- 9) La relación  $B_g(1+e_0)$  es una función aproximadamente lineal de  $\sigma_1$ , no concurrente al origen. No se encontró una relación entre rompimiento de granos y la variación del ángulo de fricción.
- 10) Las envolventes de falla resultan curvas y en el caso de la arena suelta existe una tendencia a una ley lineal de variación, a partir de un esfuerzo normal de  $4.50 \text{ kg/cm}^2$ .
- 11) Los valores de  $\nu_c$  son aproximadamente la unidad, para esfuerzos confinantes mayores de  $2 \text{ kg/cm}^2$  y deformaciones axiales menores del 5% en promedio, de lo que se concluye con base en la relación teórica 5.1.7, que los valores de la relación de Poisson,  $\nu$ , son aproximadamente nulos y que los valores de  $m_v$  y  $M_z$  tienen aproximadamente la misma magnitud. En esfuerzos confinantes menores de  $1 \text{ kg/cm}^2$  el

el valor de  $\nu_c$  es de 0.83 y la relación de Poisson es de 0.25 para deformaciones axiales menores del 3%, aproximadamente.

- 12) Se concluye, desde el punto de vista de la teoría de la elasticidad en una masa semi-infinita, que el coeficiente de empuje de tierra en reposo  $K_0 = \nu/1-\nu$  tiene valores entre 0 y 0.33, según las relaciones de Poisson encontradas.
- 13) El valor del parámetro  $c$  de la ley fenomenológica (5.1.9) es prácticamente invariable con los esfuerzos confinantes y también aparece prácticamente independiente de la compacidad relativa, teniendo un valor de 1.9.

De los resultados de las pruebas de ruptura de granos de pómez, se encuentra que:

- 14) El valor del exponente  $\lambda = 3/2$  propuesto como promedio por Marsal (1963 a 1976), parece ser un valor adecuado.

Haciendo uso de la teoría de Juárez Badillo (1981) con los resultados obtenidos en las pruebas de compresión unidimensional se concluye que:

- 15) En las curvas de compresibilidad en el tramo "no virgen", donde el rompimiento de granos no tiene importancia primordial, el coeficiente  $\gamma_u$  aumenta con la compacidad relativa y en el tramo de descarga, el coeficiente de expansión  $\gamma_p$  aparece, prácticamente, independiente de la compacidad relativa.

De las pruebas de compresibilidad se tiene que:

- 16) Las deformaciones no son instantáneas al aplicar un incremento de

esfuerzos, debido al rompimiento de granos, el cual es un proceso en cadena, en el cual, al alcanzar algunos granos un estado crítico de esfuerzos, se rompen y dejan de cargar total o parcialmente, permitiendo nuevos arreglos en la estructura. Las roturas son de tipo local o general en los granos. Conforme aumenta el nivel de esfuerzos en el suelo, el tiempo toma mayor importancia y, en ciertos intervalos, aparece como una función lineal del logaritmo del tiempo, siguiendo la ley fenomenológica (5.4.1).

## 7. REFERENCIAS

1. MARSAL, R.J. (1963 a 1976), *Contribuciones a la Mecánica de Medios Granulares*, Selección de Trabajos de Raúl J. Marsal, Ediciones del Sector Eléctrico, CFE, México, D. F.
2. VESIC, A. and CLOUGH, W. (1968), *Behavior of Granular Materials Under High Stresses*, ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM 3, May
3. LEE, K. and FARHOOMAND, I. (1967), *Compressibility and Crushing of Granular Soil in Anisotropic Triaxial Compression*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. IV, No. 1
4. FUMAGALLI, E. (1969), *Tests on Cohesionless Materials for Rockfill Dams*, ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM 1, January
5. BISHOP and HENKEL (1962), *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, Edward Arnold Pub. Ltd. London, 2a. Ed.
6. LAMBE, W. (1967), *Soil Testing for Engineers*, John Wiley and Sons, Inc., New York
7. LAMBE, W. and WHITMAN, R. (1969), *Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, Inc., New York
8. ZEEVAERT, W.L. (1973), *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, Van Nostrand Reinhold Company, New York
9. JUAREZ, B. y RICO, R. (1976), *Mecánica de Suelos*, Tomo I, 3ra. Ed., Editorial Limusa, México
10. JUAREZ, B.E. (1981), *General Compressibility Equation for Soils*, Tenth International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, Vol. I

11. RAMIREZ, R.E. (1980), *Comportamiento de un Suelo Granular a Altas Presiones de Confinamiento*, Tesis de Maestría supervisada por Marsal, R.J., DEPFI - UNAM, México
12. GUTIERREZ, G.M. (1980), *Aproximación Analítica de Curvas Esfuerzo-Deformación en Arenas*, Tesis de Maestría supervisada por Díaz, R.A., DEPFI - UNAM, México
13. JAIME, P.A. (1978), *Comportamiento de Arenas Bajo Carga Estática y Cíclica*, Tesis de Maestría supervisada por Díaz, R.A., DEPFI - UNAM, México
14. PADILLA, C.E. y ZAMBRANO, R.H. (1978), *Comportamiento de Materiales Punticos (Jales) Colocados como Terracerías de Carreteras*, IX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Mérida.
15. LEE, K. and SEED, H. (1967), *Drained Strength Characteristics of Sands*, ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, SM 6, November.
16. SHOCKLEY, W. and AHLVIN, R. (1960), *Nonuniform Conditions in Triaxial Test Specimens*, ASCE, "Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils" Sponsored by the Soil Mechanics and Foundation Division, University of Colorado, June
17. ROWE, P. and BARDEN, L. (1964), *Importance of Free Ends in Triaxial Testing*, ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, SM 1, January
18. MARSAL, R.J. (1969), *Mechanical Properties of Rockfill and Gravel Materials*, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Specialty Session 13, Vol. 3, México
19. SINGH, A. and MITCHELL, J. (1968), *General Stress - Strain - Time for Soils*, ASCE, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 94, SM 1, January

20. JOISEL, A. (1962), *La Rupture des Corps Fragiles au Cours de Leur Fragmentation*, Proc. Symposium on Size Reduction, Frankfurt, RFA
21. PETTIJOHN, J. (1957), *Sedimentary Rocks*, 2nd. Ed., Harper's Geoscience Series
22. ZEEVAERT, W.L. (1980), *Interacción Suelo-Estructura de Cimentación*, 1a. Ed., Editorial Limusa, México

TABLAS

## RESUMEN DE RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE CARGA DE RUPTURA EN GRANOS DE POMEZ

	DIAMETROS NOMINALES (m m)		
	4.76	9.52	12.70
$\bar{P}_a$ (Kg)	2.91	9.57	10.42
D.E. (Kg)	1.87	4.82	4.89
C.V. (%)	64.00	50.00	47.00
$\bar{P}_b$ (Kg)	2.88	9.12	9.19
D.E.' (Kg)	1.11	3.43	1.90
C.V.' (%)	42.00	38.00	21.00

$\bar{P}_a = \frac{\sum_{i=1}^n P_{ai}}{n}$ , Valor medio de la carga de ruptura

$D.E. = \left[ \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (P_{ai} - \bar{P}_a)^2 \right]^{1/2}$ , Desviación estandar de la carga de ruptura

$C.V. = (D.E. / \bar{P}_a) \times 100$ , Coeficiente de variación

NOTA:

$\bar{P}_b, D.E.', C.V.'$  : son los valores que se obtienen al eliminar  $P_a$  máxima y  $P_a$  mínima de cada serie de pruebas de carga de ruptura.

TABLA I

**RESUMEN DE RESULTADOS DE PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL  
DRENADAS EN ARENA DE POMEZ DE LA CD. DE MEXICO.**

$\bar{V}_s$ kg/cm	$(\bar{V}_1 - \bar{V}_s)_{max.}$ kg/cm			Mz cm <sup>2</sup> /kg			$\bar{V}_1/\bar{V}_s$			$\phi_0$			Bg %		
	S	SC	C	S	SC	C	S	SC	C	S	SC	C	S	SC	C
0.50	2.58	3.35	3.80	0.0208	0.0161	0.0102	6.19	7.70	8.50	46.0	50.5	53.0	9.92	6.99	9.11
1.00	4.80	5.86	6.50	0.0122	0.0108	0.0073	5.80	6.86	7.50	45.0	47.5	51.0	9.94	10.08	10.48
2.00	8.12	9.91	11.10	0.0093	0.0072	0.0064	5.06	5.96	6.55	42.0	45.5	46.5	13.95	14.29	16.61
4.00	11.01	15.20	16.00	0.0069	0.0056	0.0045	3.75	4.80	5.00	35.5	41.0	42.0	17.30	17.78	18.40
8.00	16.90	17.66	20.44	0.0059	0.0042	0.0038	3.11	3.20	3.55	31.0	32.0	33.5	21.14	22.03	19.64

**C, MUY COMPACTA**       $\bar{e} = 0.40$        $Cr = 93\%$   
**SC, SEMICOMPACTA**       $\bar{e} = 0.49$        $Cr = 44\%$   
**S, MUY SUELTA**       $\bar{e} = 0.55$        $Cr = 11\%$

**TABLA 2**

FIGURAS

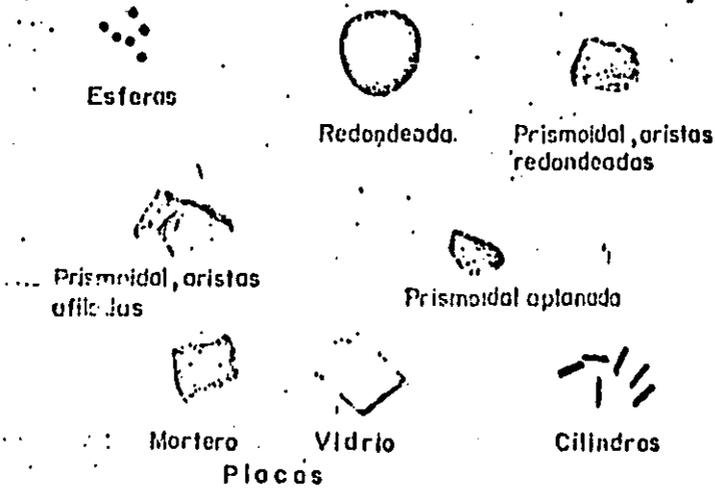


Fig 1 Materiales utilizados en la determinación de la forma de partícula

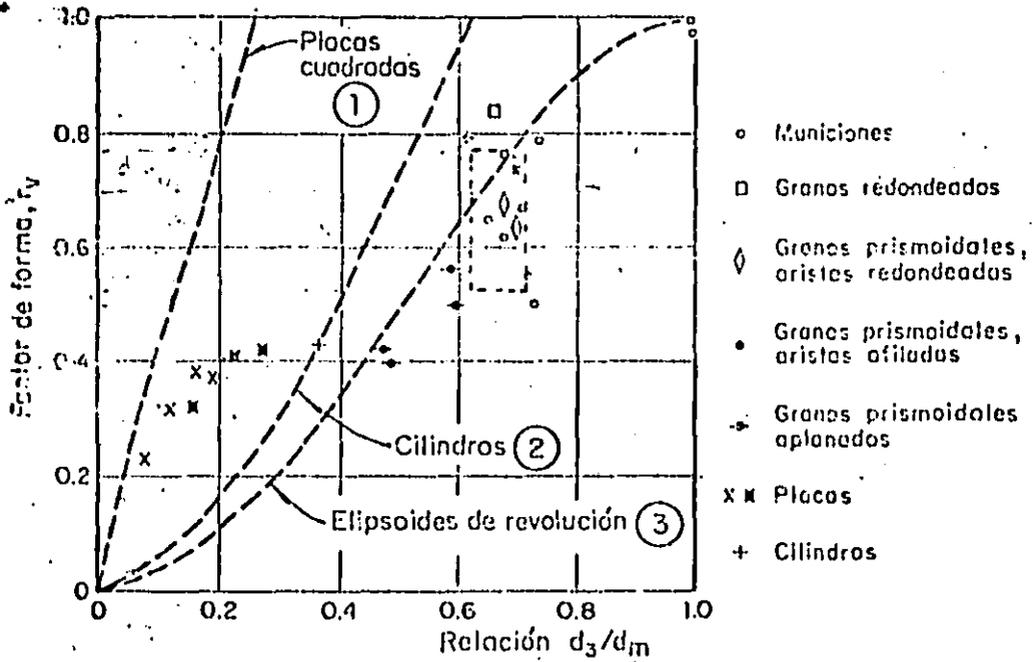
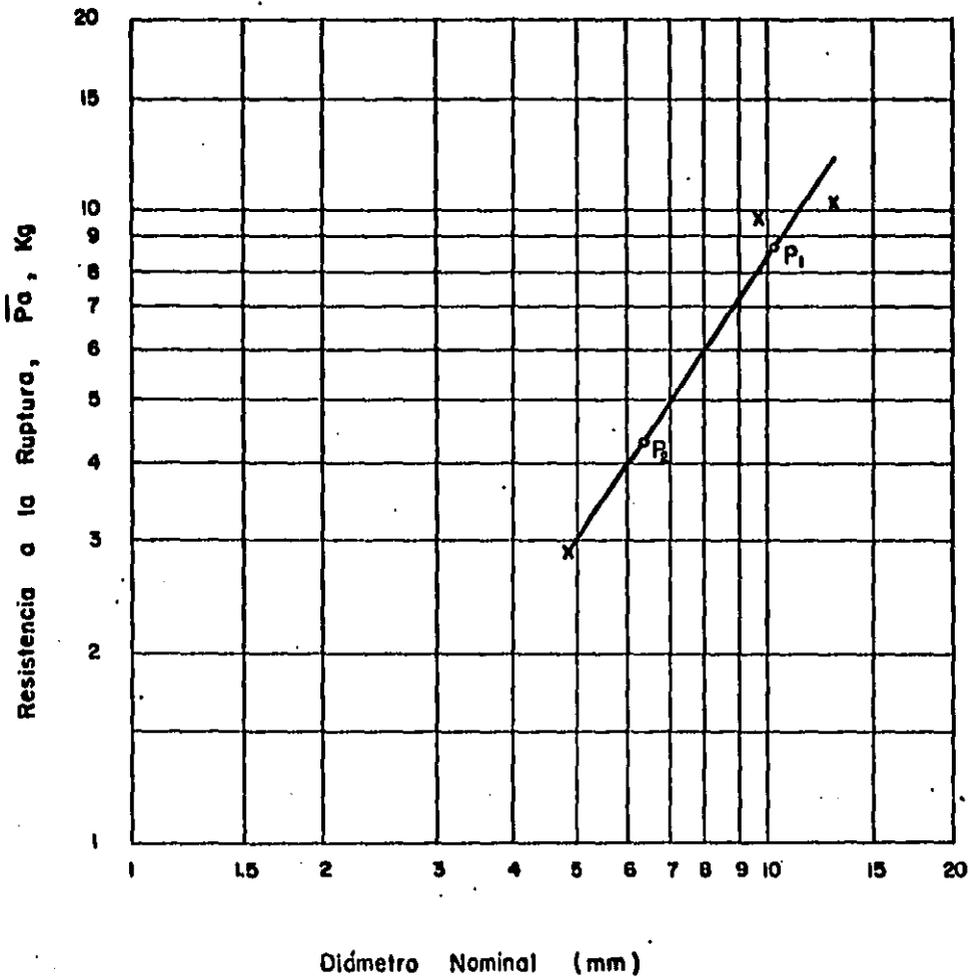


Fig 2 Correlación entre los factores de forma y las dimensiones lineales de las partículas



Resistencia a la ruptura de pómez de la Cd. de México en estado seco

FIG. 3

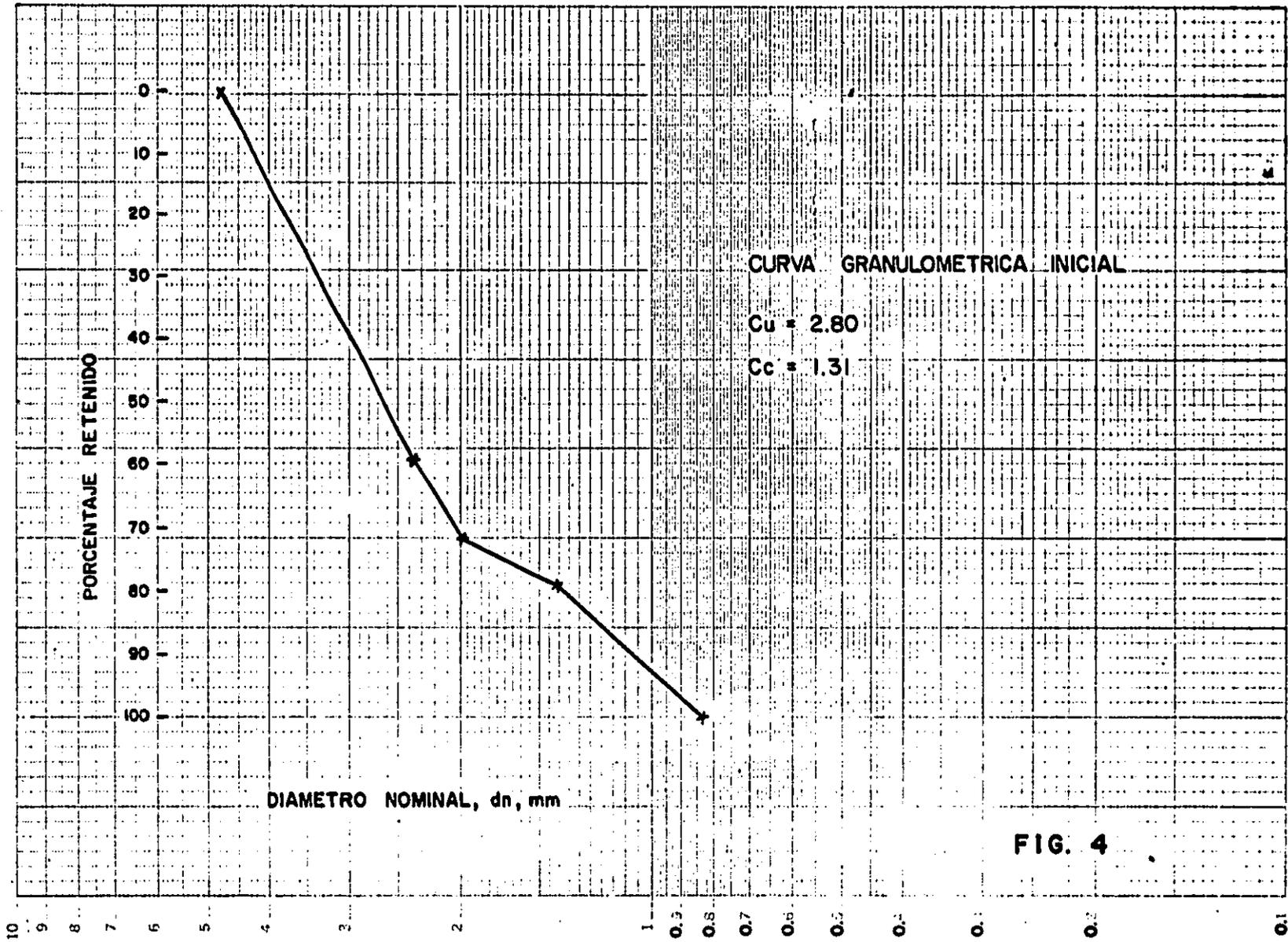
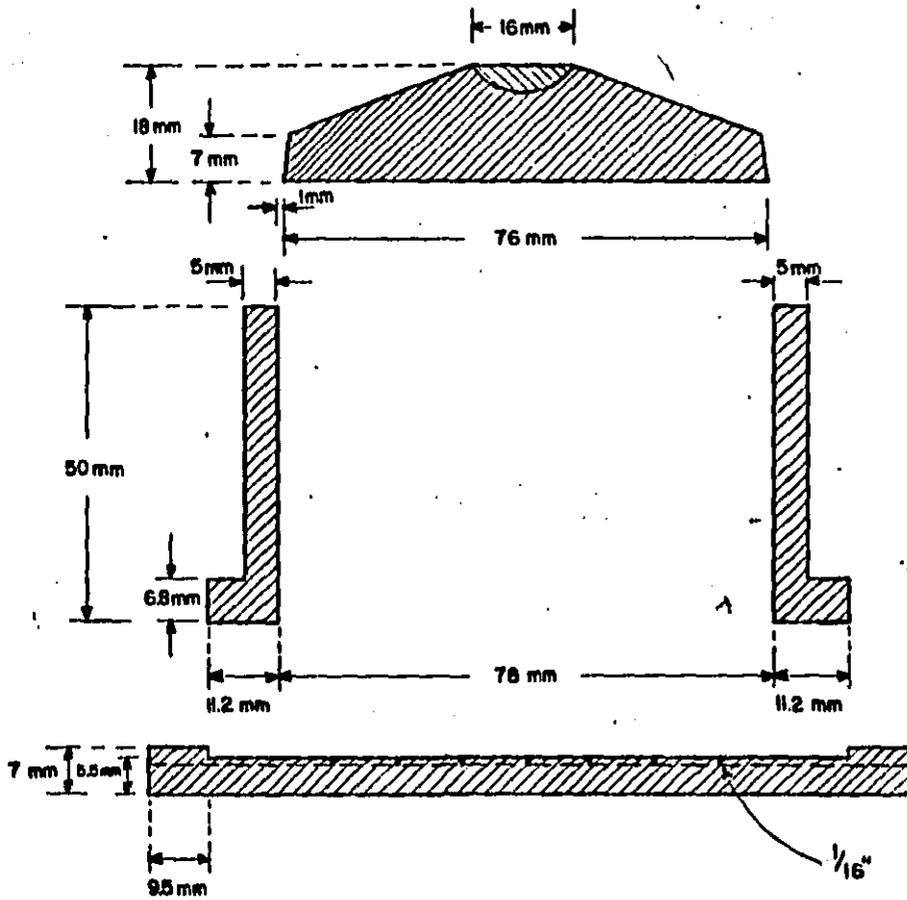


FIG. 4

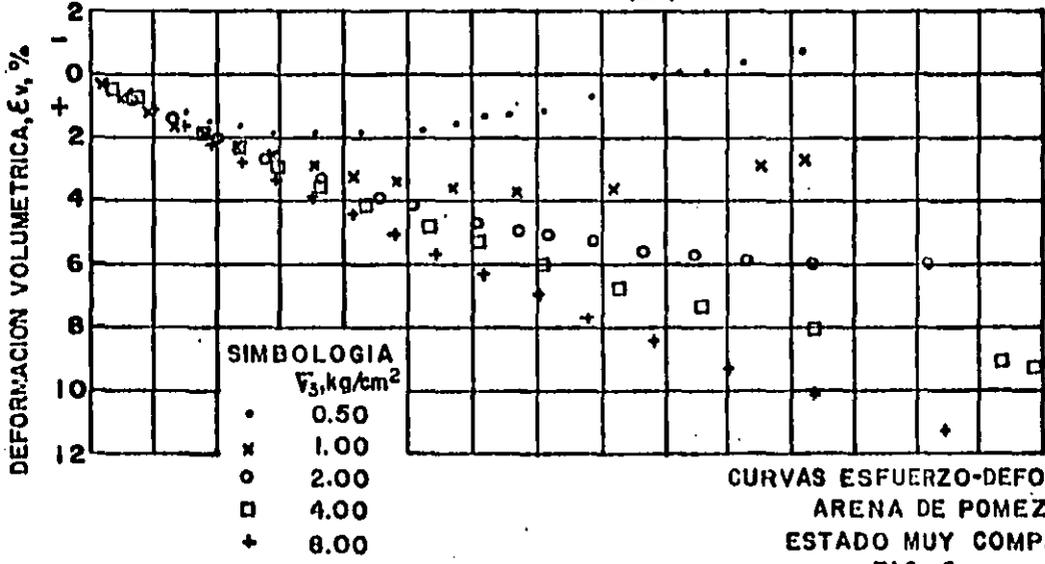
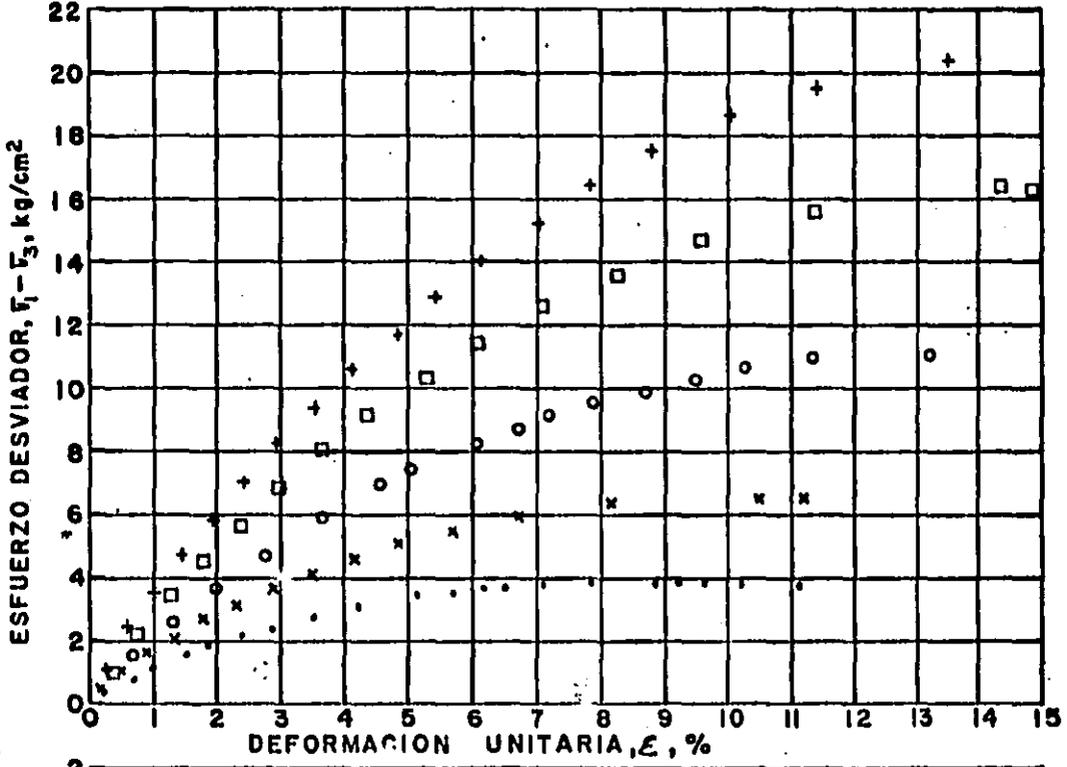


OEDOMETRO PARA ESPECIMENES DE 78 mm DE DIAMETRO  
Y 50 mm ALTURA

FIG. 5

$e = 0.40$

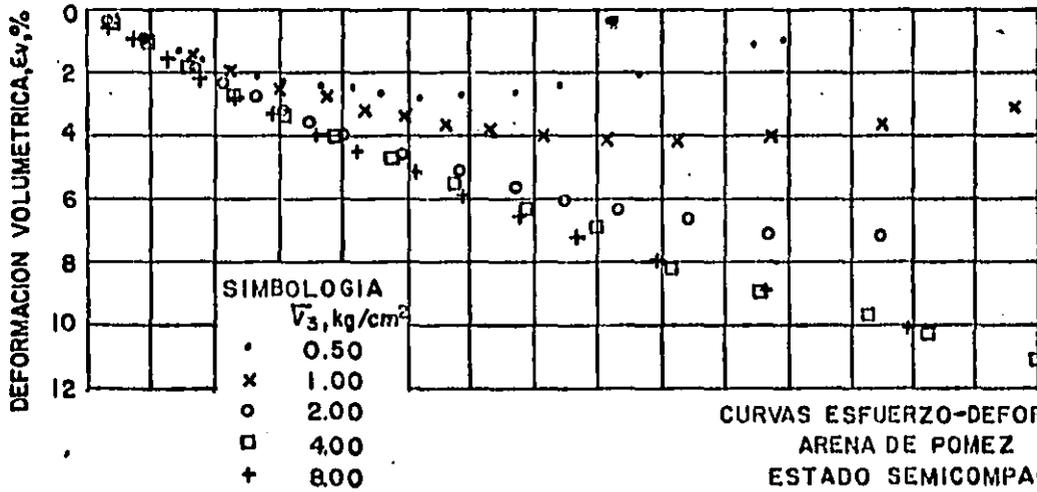
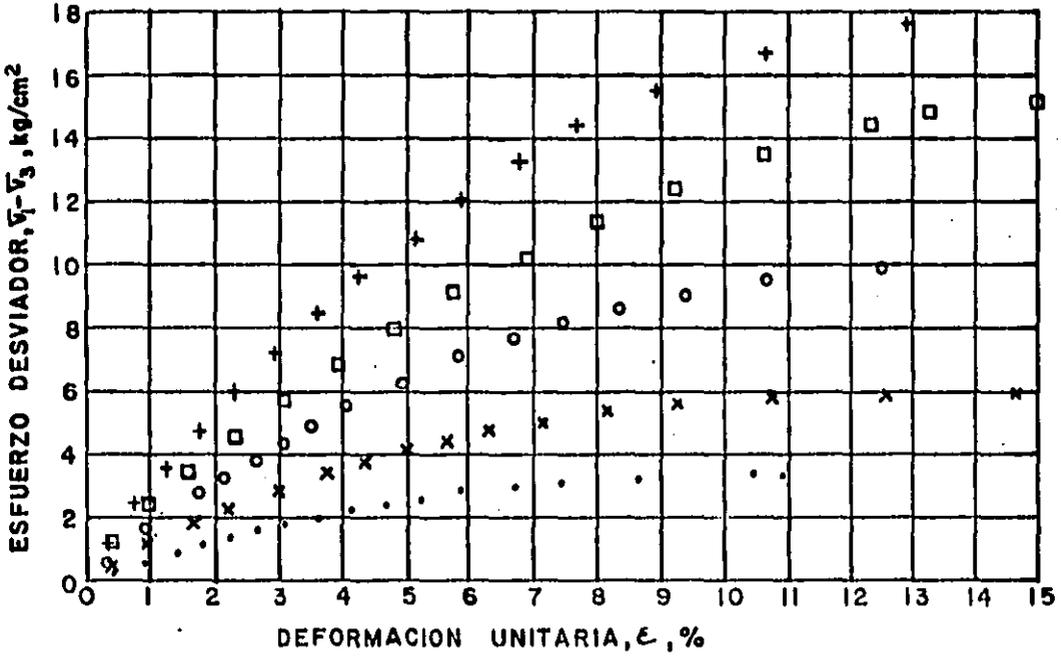
$Cr = 93\%$



CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION  
ARENA DE POMEZ  
ESTADO MUY COMPACTO  
FIG. 6

$e = 0.49$

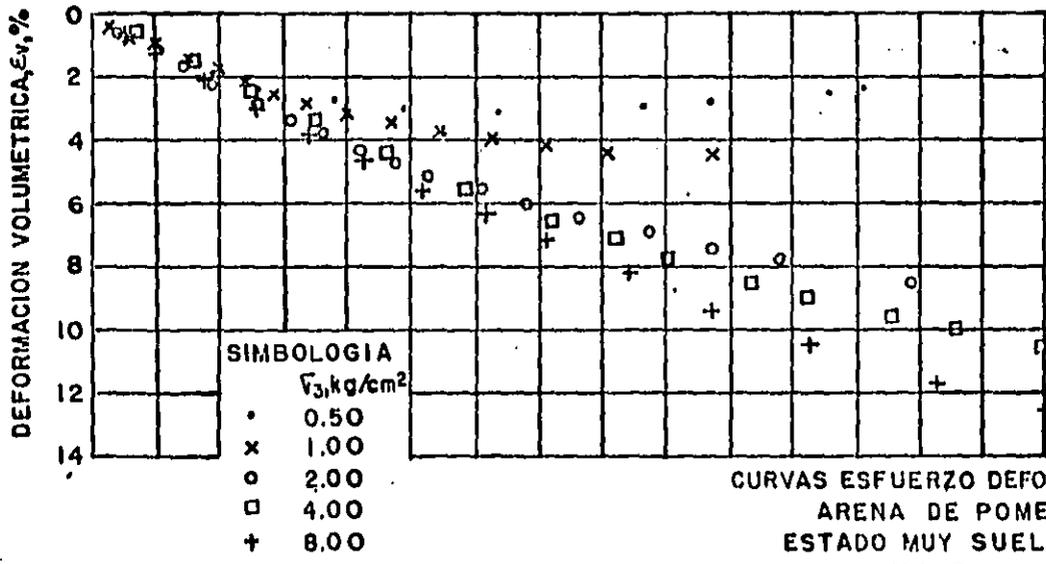
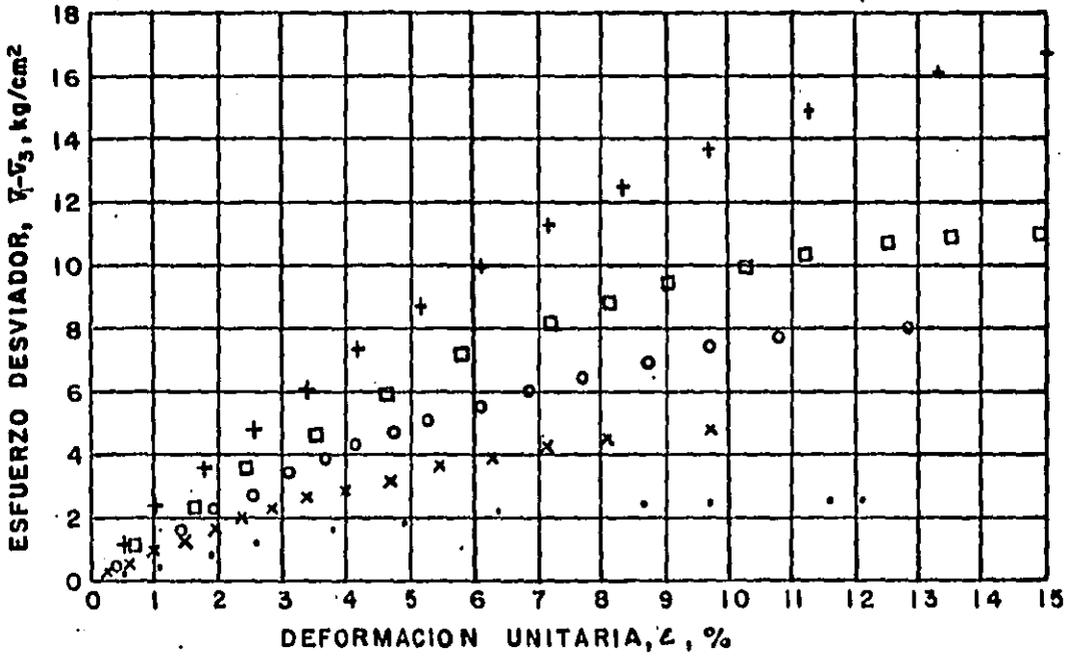
$Cr = 44\%$



CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION  
ARENA DE POMEZ  
ESTADO SEMICOMPACTO  
FIG. 7

$e = 0.55$

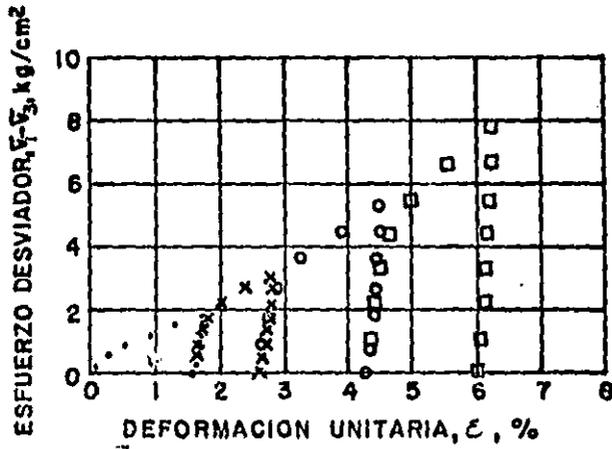
$C_r = 11\%$



CURVAS ESFUERZO DEFORMACION  
ARENA DE POMEZ  
ESTADO MUY SUELTO  
FIG. 8

$e = 0.41$

$C_r = 89\%$



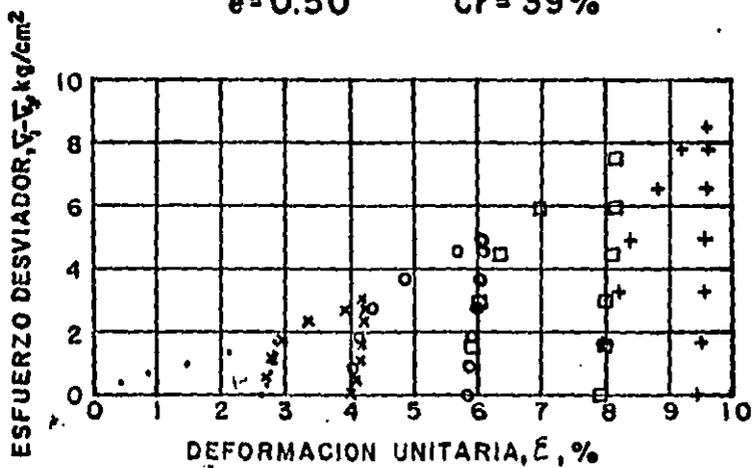
SIMBOLOGÍA

	$V_3, kg/cm^2$	$M_z, cm^2/kg$
•	0.50	0.00933
x	1.00	0.00401
o	2.00	0.00361
□	4.00	0.00244

MODULO DE DEFORMACION  $M_z$   
ARENA DE POMEZ  
ESTADO MUY COMPACTO  
FIG. 9

$e = 0.50$

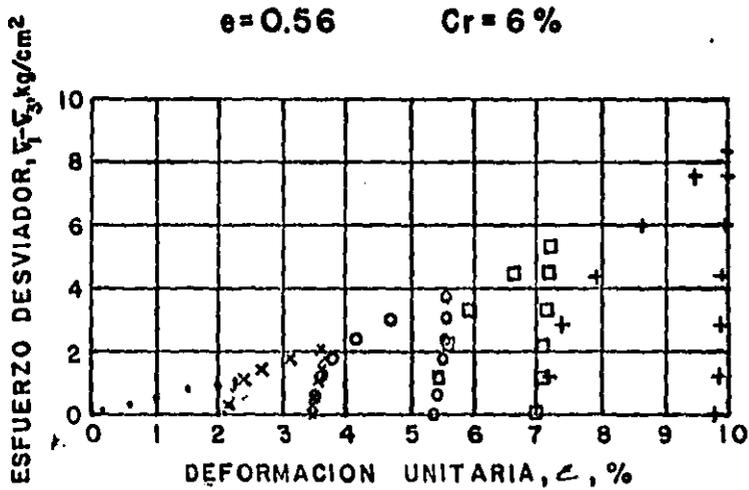
$C_r = 39\%$



SIMBOLOGIA

$\tau$ , kg/cm <sup>2</sup>	$M_z$ , cm <sup>2</sup> /kg
• 0.50	0.01690
x 1.00	0.00520
o 2.00	0.00420
□ 4.00	0.00311
+ 8.00	0.00220

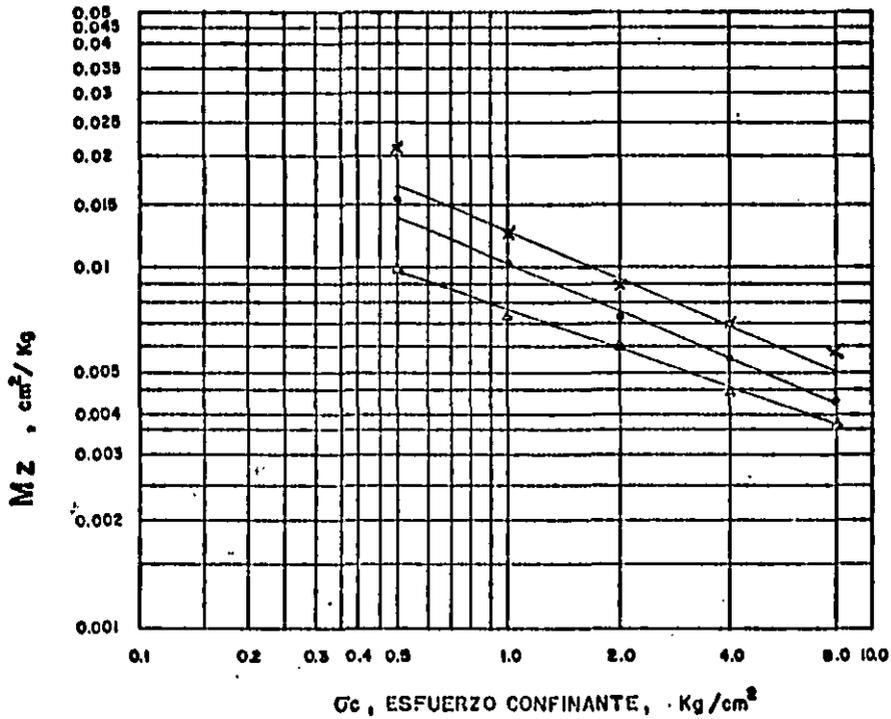
MODULO DE DEFORMACION  $M_z$   
ARENA DE POMEZ  
ESTADO SEMICOMPACTO  
FIG. 10



**SIMBOLOGIA**

	$V_3$ , kg/cm <sup>2</sup>	$M_z$ , cm <sup>2</sup> /kg
•	0.50	0.01929
x	1.00	0.00707
o	2.00	0.00562
□	4.00	0.00349
+	8.00	0.00355

MODULO DE DEFORMACION  $M_z$   
 ARENA DE POMEZ  
 ESTADO MUY SUELTO  
 FIG. II



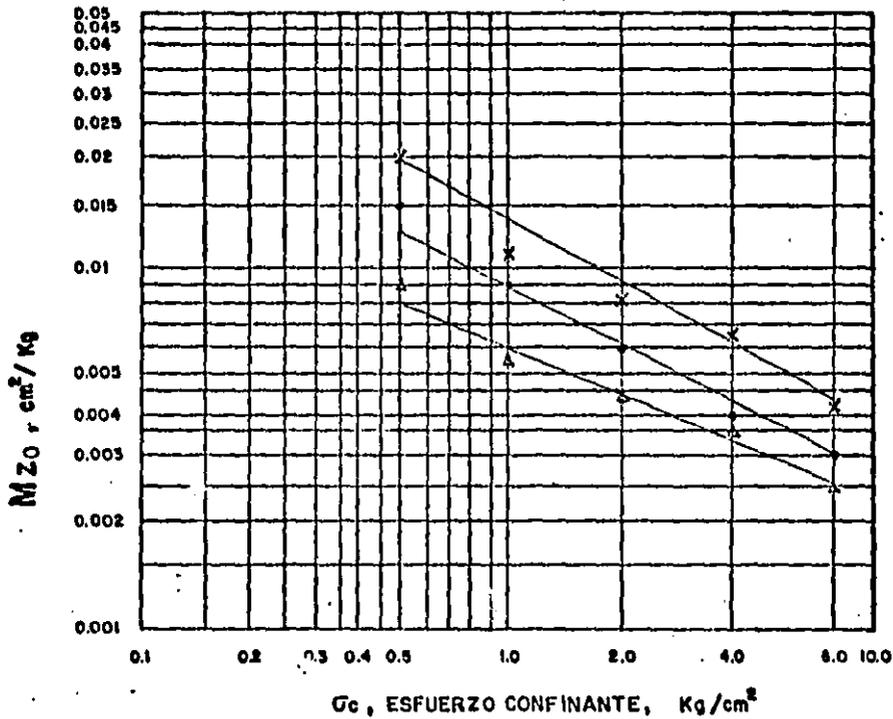
MODULO DE DEFORMACION. ARENA PUNITICA DE LA CD. DE MEXICO

SIMBOLOGIA

- x estado muy suelto
- estado semicompacto
- Δ estado muy compacto

MODULO DE DEFORMACION LINEAL

FIG. 12

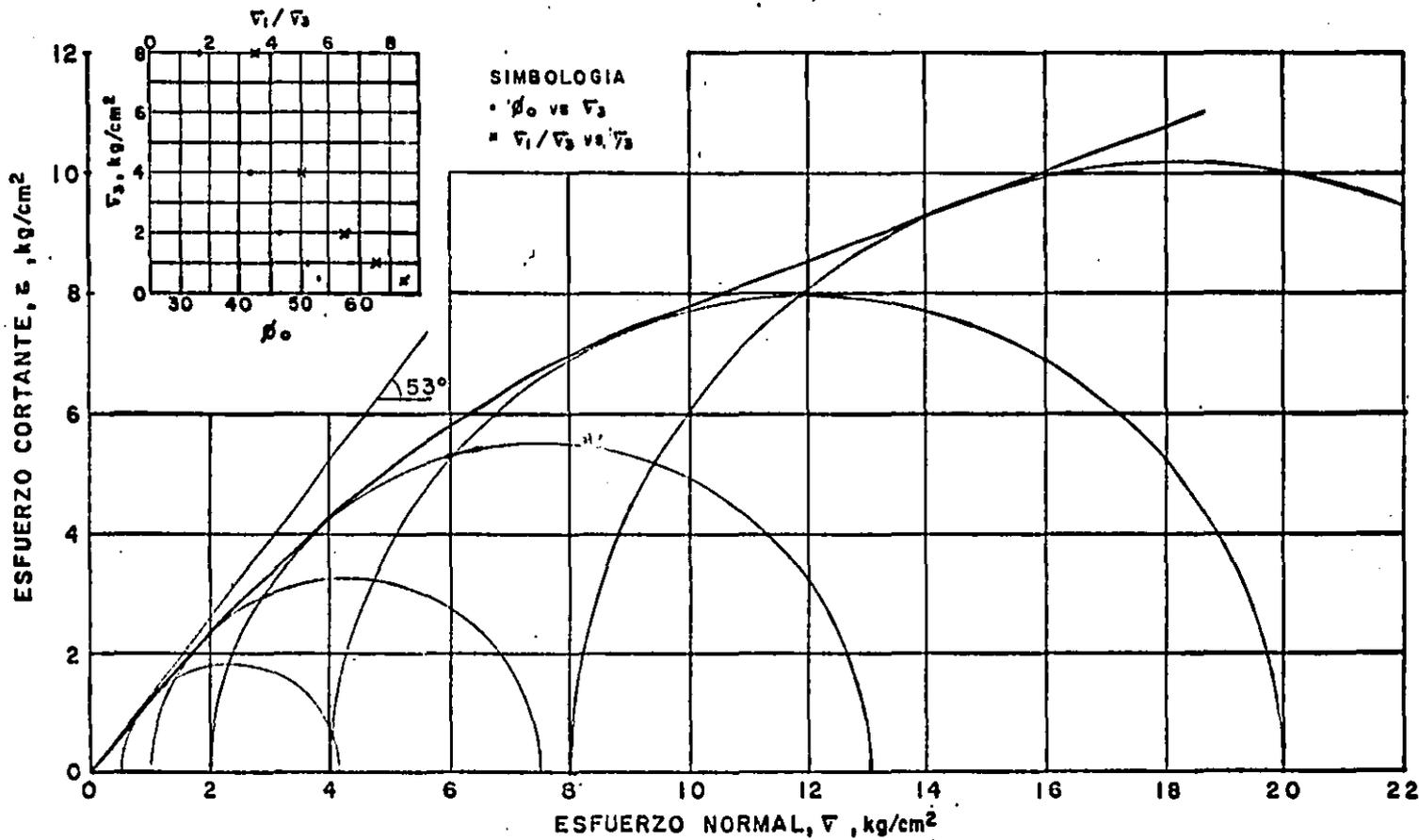


MODULO DE DEFORMACION. ARENA PUNITICA DE LA CD. DE MEXICO

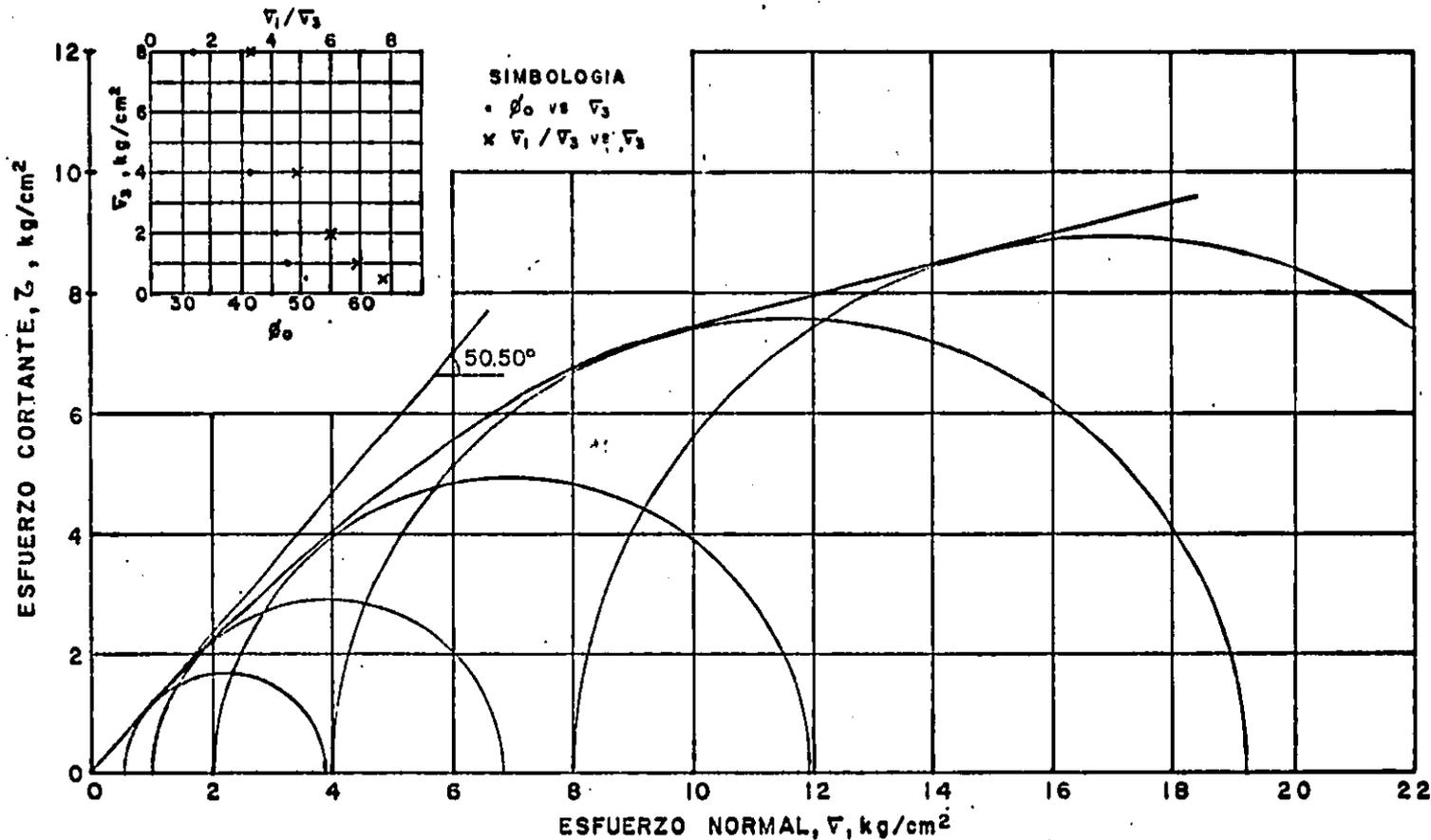
SIMBOLOGIA

- x estado muy suelto
- o estado semicompacto
- Δ estado muy compacto

MODULO DE DEFORMACION LINEAL INICIAL

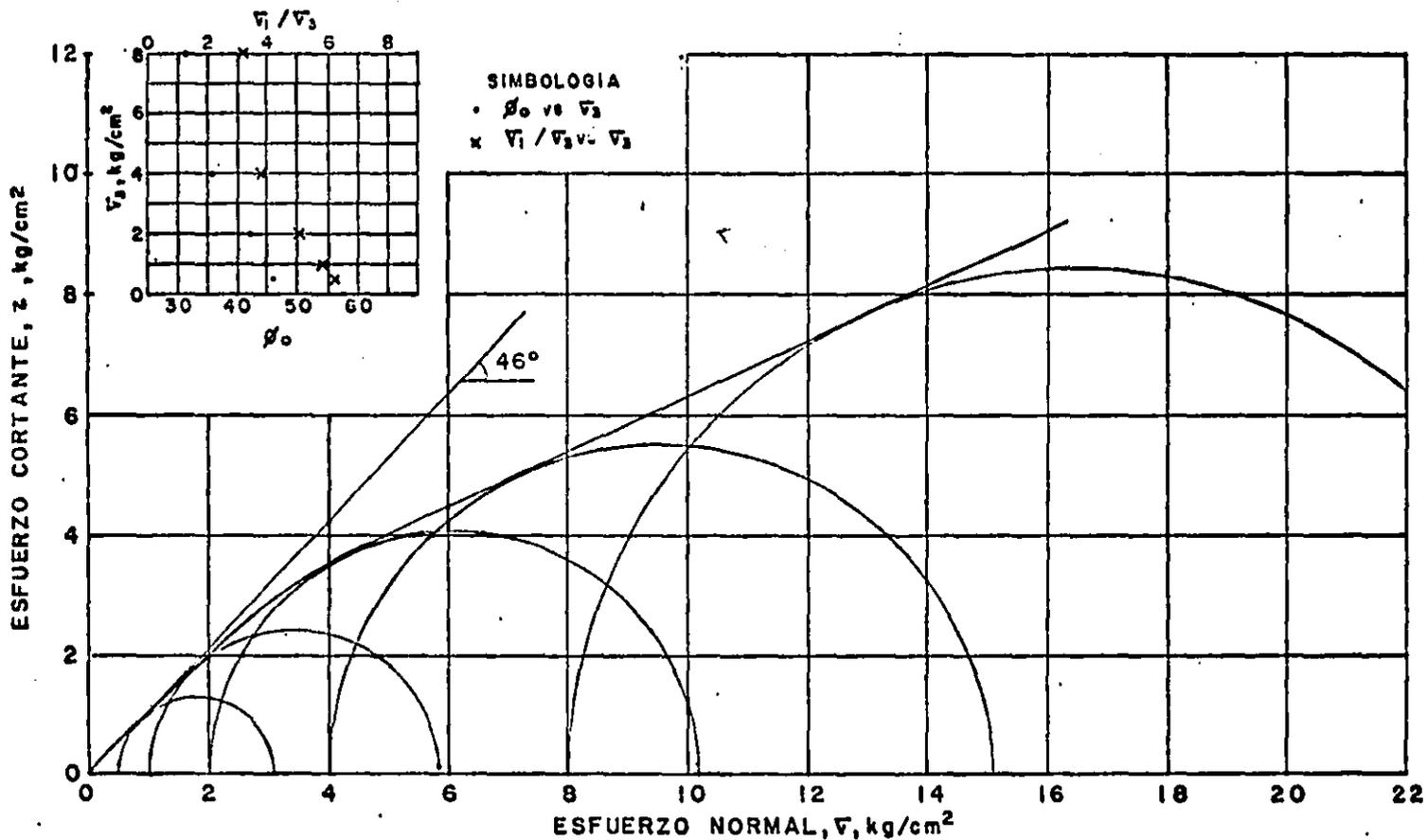


RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN ARENA DE POMEZ EN ESTADO MUY COMPACTO  
FIG. 14

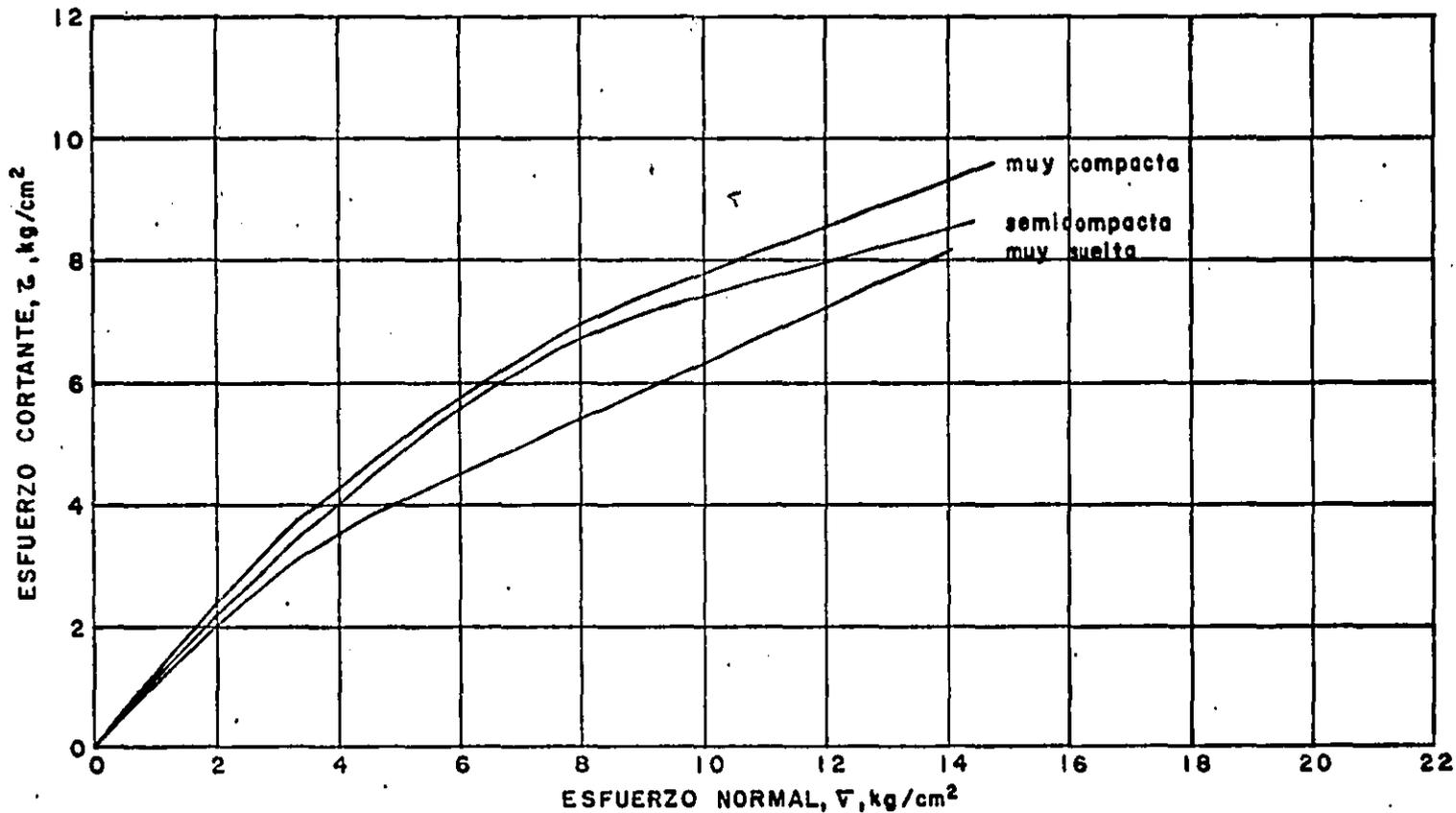


**RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN ARENA DE POMEZ EN ESTADO SEMICOMPACTO**

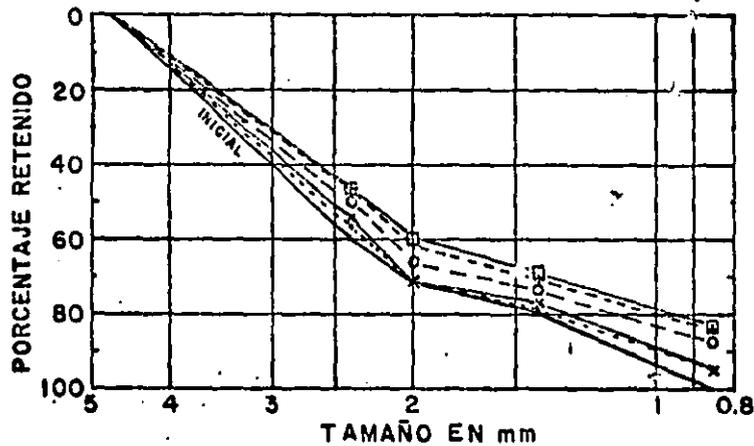
**FIG.15**



RESISTENCIA AL ESFUERZO-CORTANTE EN ARENA DE POMEZ EN ESTADO MUY SUELTO  
FIG.16

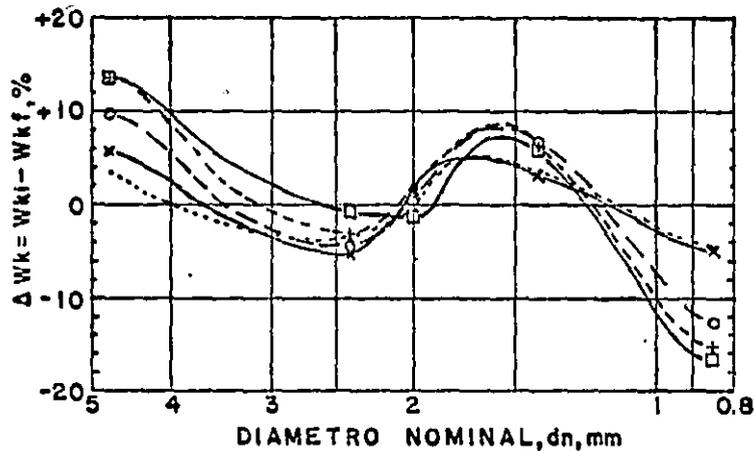


ENVOLVENTES DE FALLA  
 COMPRESION TRIAXIAL CD  
 ARENA PUNITICA  
 FIG. 17



**ARENA PUMITICA. CD. DE MEXICO**

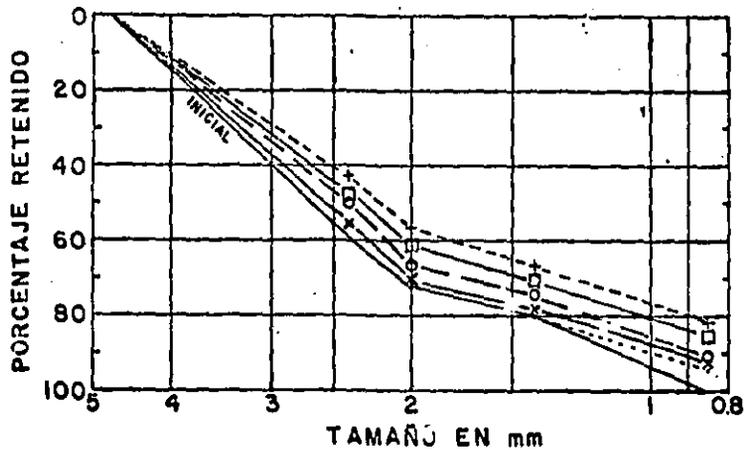
PRUEBA No.	SIMBOLO	$V_s, \text{kg/cm}^3$	$B_0, \%$
1	.....	0.50	9.11
2	—————	1.00	10.48
3	—————	2.00	16.61
4	—————	4.00	18.40
5	—————	8.00	19.64



$W_{ki}$  y  $W_{kf}$  pesos de las fracciones inicial y final, expresados en porcentaje del peso total del espécimen.

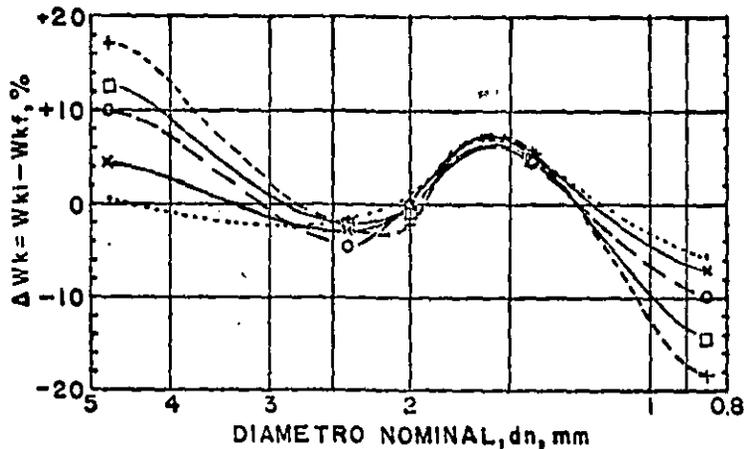
GRANULOMETRIAS RESULTANTES Y  
ROMPIMIENTO DE GRANOS  
ARENA MUY COMPACTA  
CD. DE MEXICO

FIG. 18



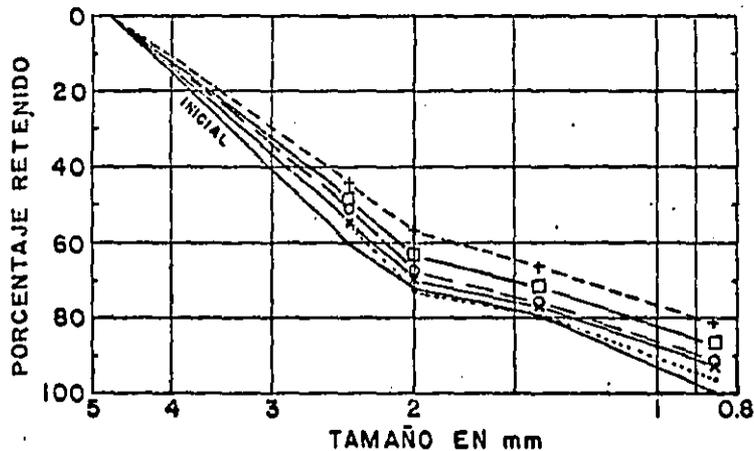
ARENA PUMITICA. CD. DE MEXICO

PRUEBA No.	SIMBOLO	$V_s, \text{kg/cm}^3$	$B_g, \%$
1	.....	0.50	6.99
2	x-----x	1.00	10.08
3	o-----o	2.00	14.29
4	□-----□	4.00	17.78
5	+-----+	6.00	22.03



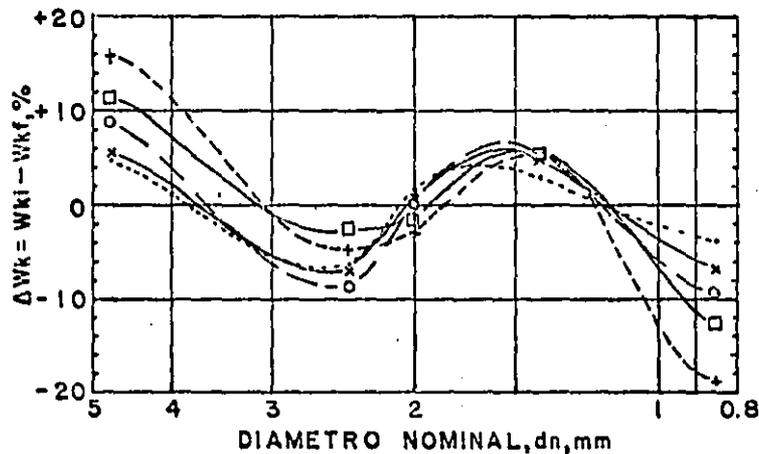
$W_{ki}$  y  $W_{kf}$  pesos de las fracciones inicial y final, expresados en porcentaje del peso total del espécimen.

GRANULOMETRIAS RESULTANTES Y ROMPIMIENTO DE GRANOS  
ARENA SEMICOMPACTA  
CD. DE MEXICO  
FIG. 19



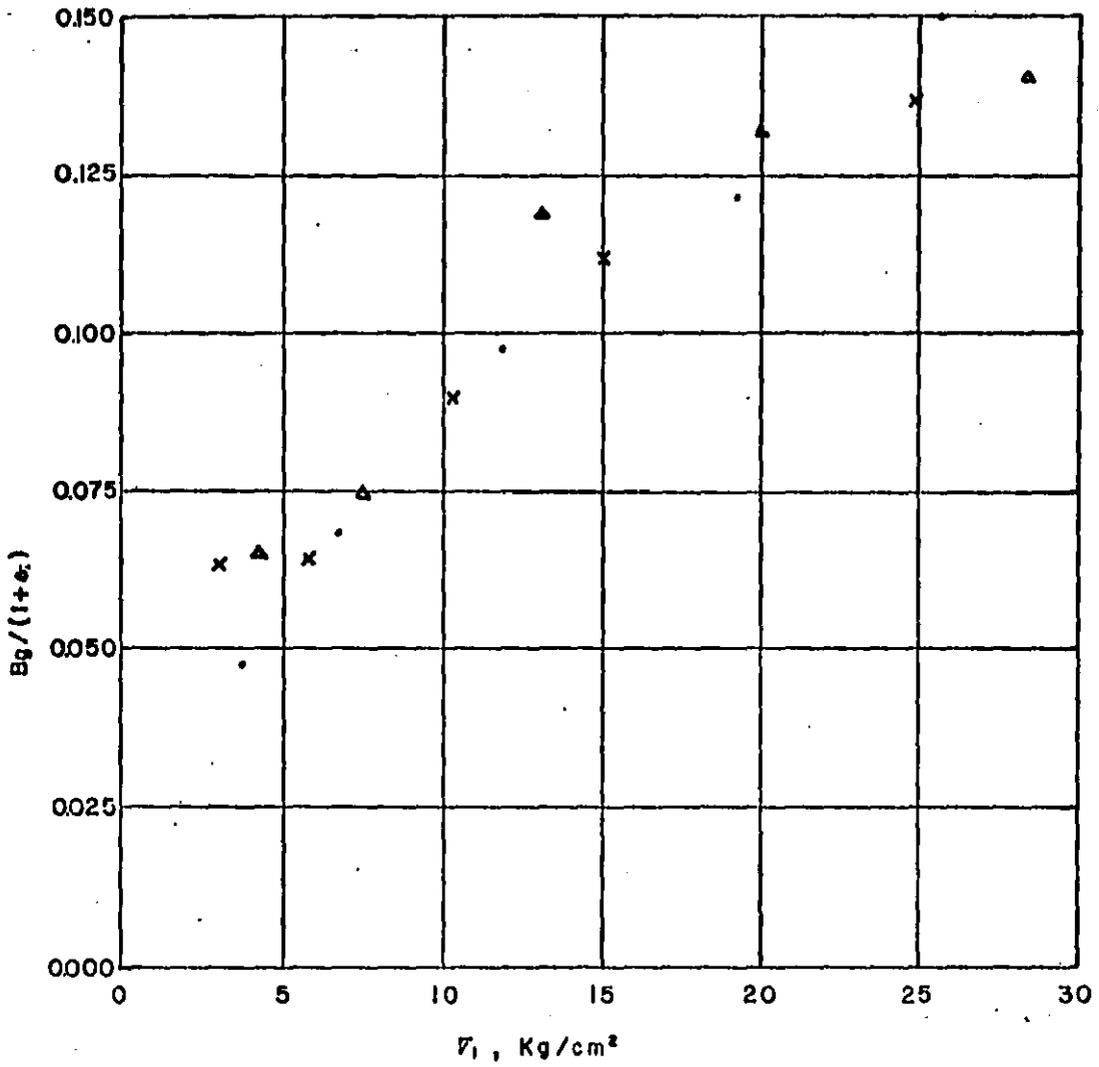
**ARENA PUMITICA. CD. DE MEXICO**

PRUEBA No	SIMBOLO	$V_s, \text{kg/cm}^3$	$Bq, \%$
1	.....	0.50	9.92
2	x-----x	1.00	9.94
3	-----o	2.00	13.95
4	o-----o	4.00	17.30
5	+-----+	8.00	21.14



$W_{ki}$  y  $W_{kf}$  pesos de las fracciones inicial y final, expresados en porcentaje del peso total del espécimen.

**GRANULOMETRIAS RESULTANTES Y  
ROMPIMIENTO DE GRANOS  
ARENA MUY SUELTA  
CD. DE MEXICO  
FIG. 20**

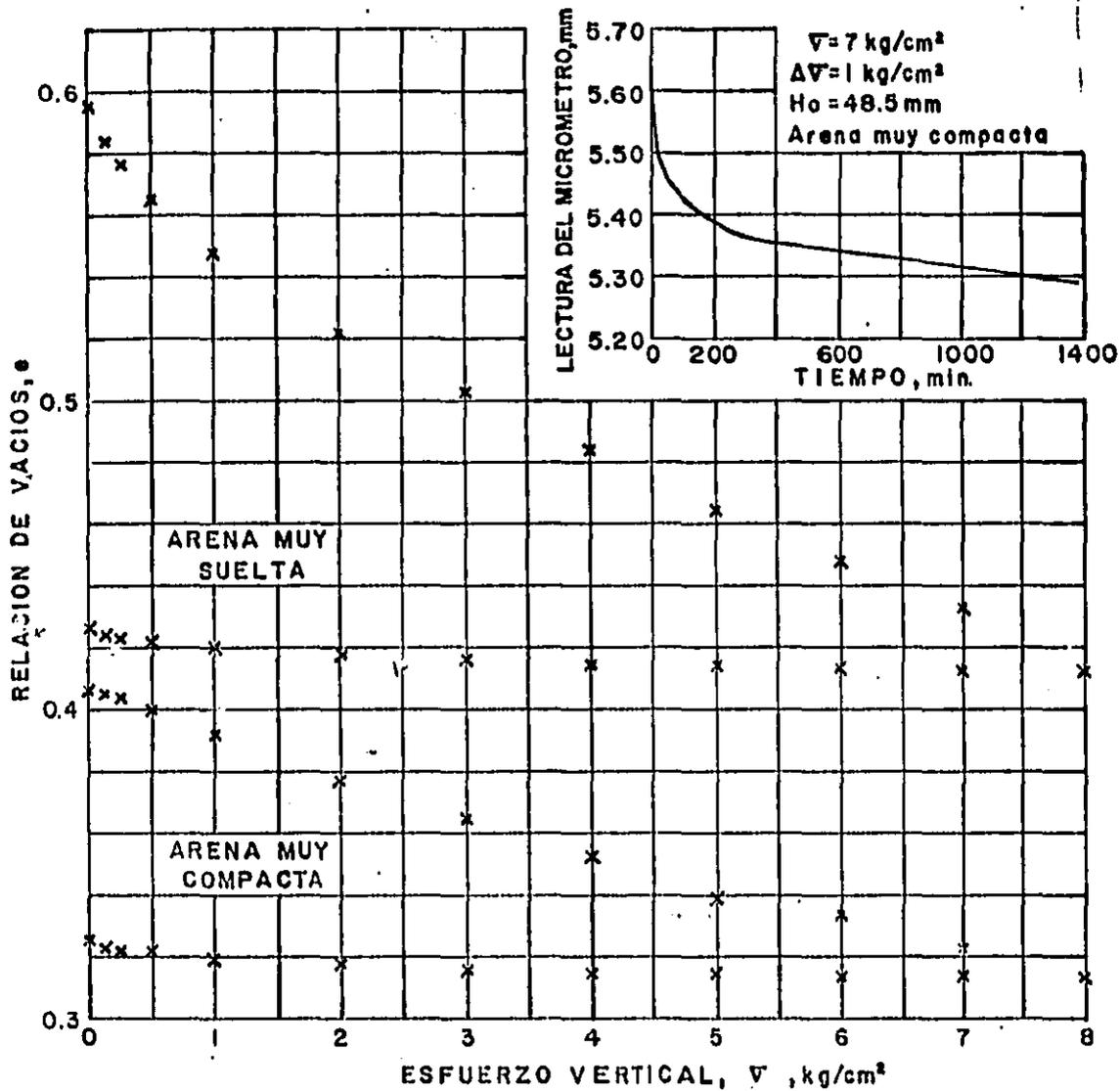


ROTURA DE GRANOS EN ARENA PUNITICA ENSAYADA  
EN COMPRESION TRIAXIAL

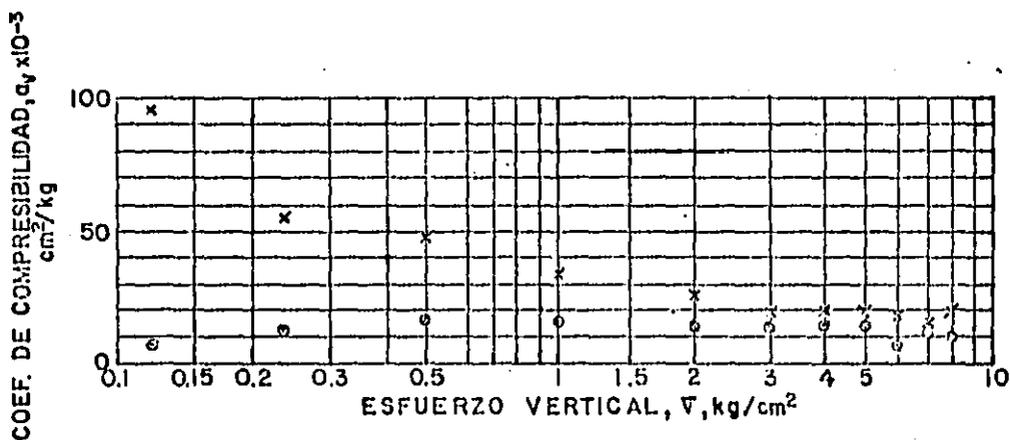
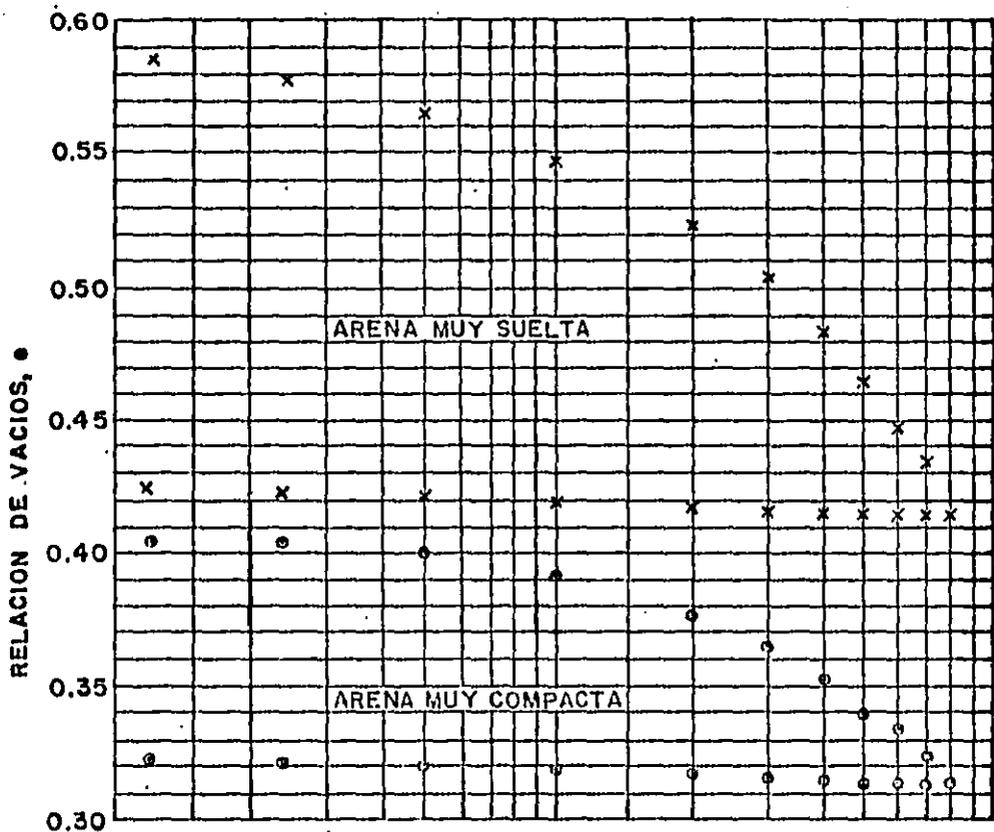
SIMBOLOGIA

- x estado muy suelto
- estado semicompacto
- ▲ estado muy compacto
- B<sub>g</sub> rotura de granos
- e<sub>0</sub> relación de vacíos inicial
- σ<sub>1</sub> esfuerzo principal mayor en la falla

FIG. 21

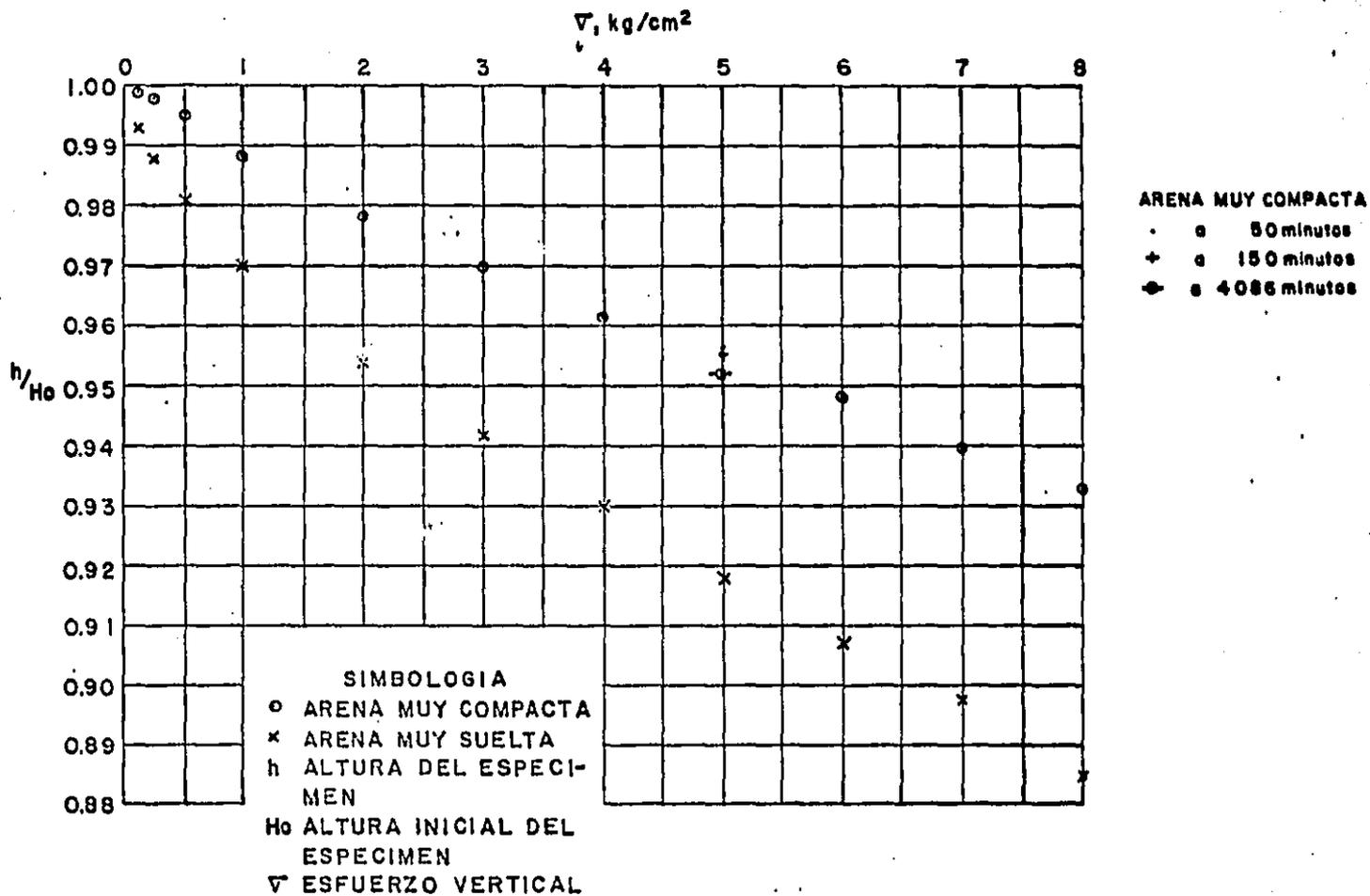


CURVAS DE COMPRESIBILIDAD DE ARENA PUNITICA DE LA CIUDAD DE MEXICO



COMPRESION UNIDIMENSIONAL  
ARENA DE POMEZ  
CD. DE MEX.

FIG. 23



CURVA  $\sigma_v$  vs.  $h/H_0$  EN COMPRESION UNIDIMENSIONAL. ARENA DE POMEZ CD. DE MEXICO

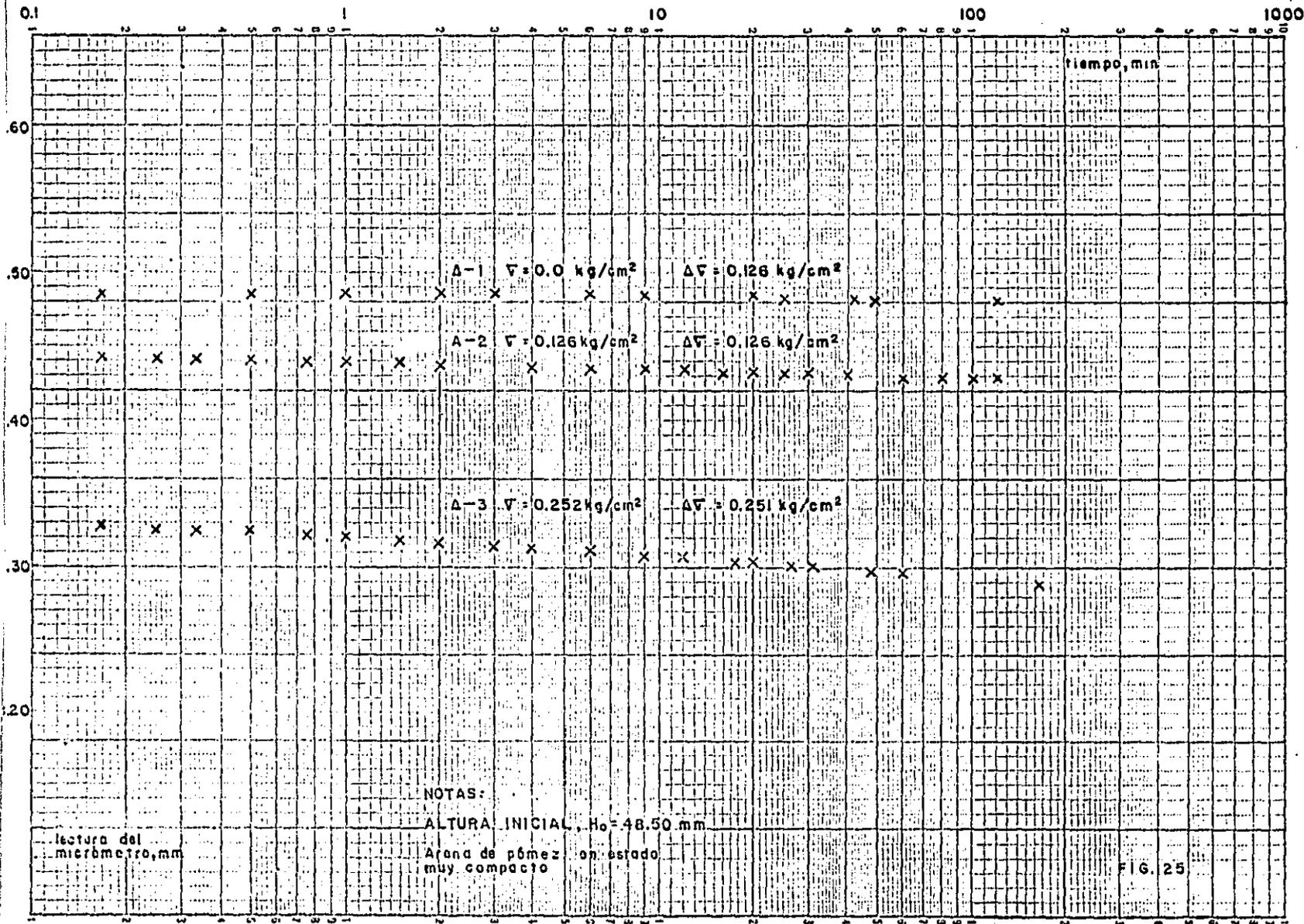
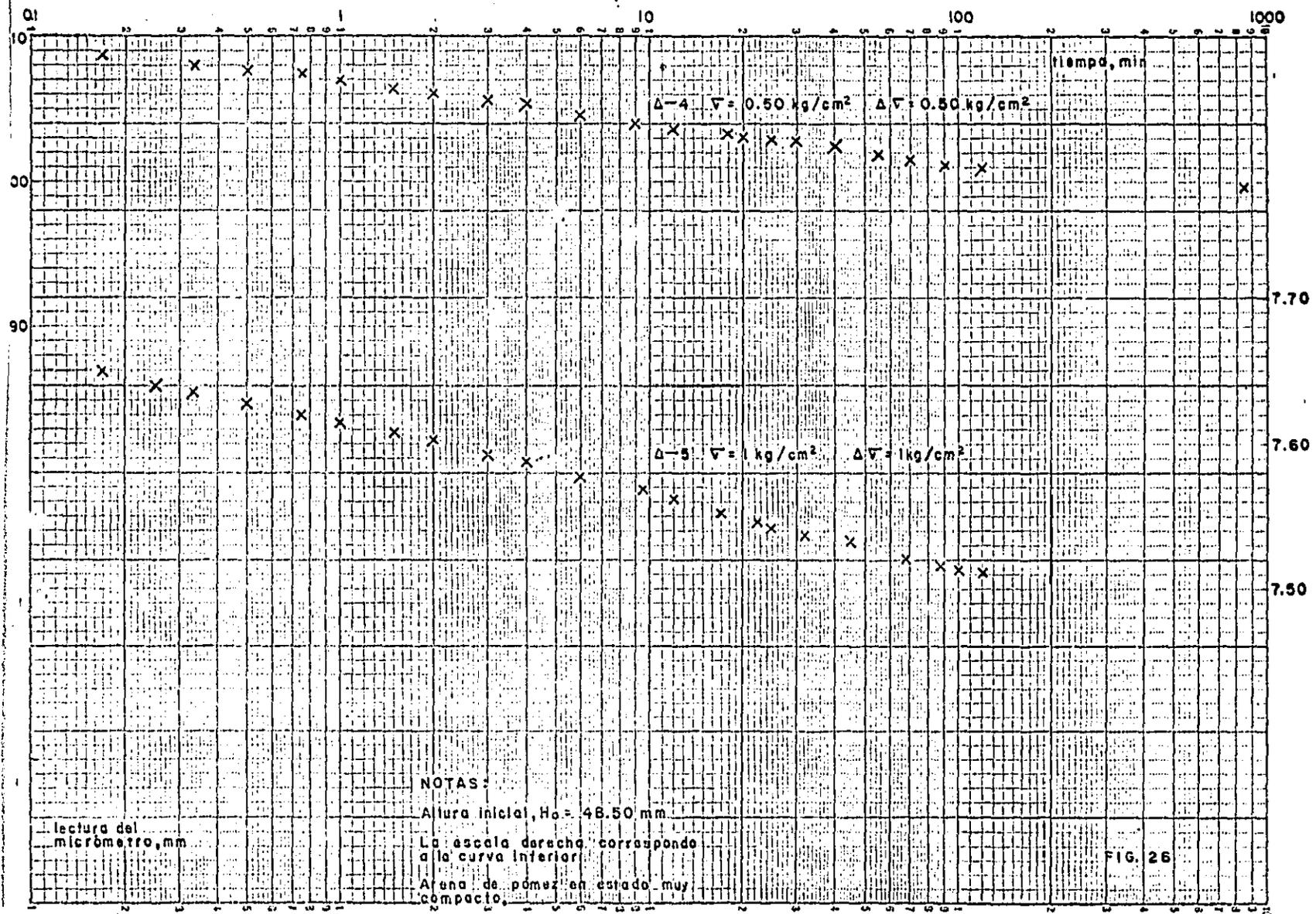


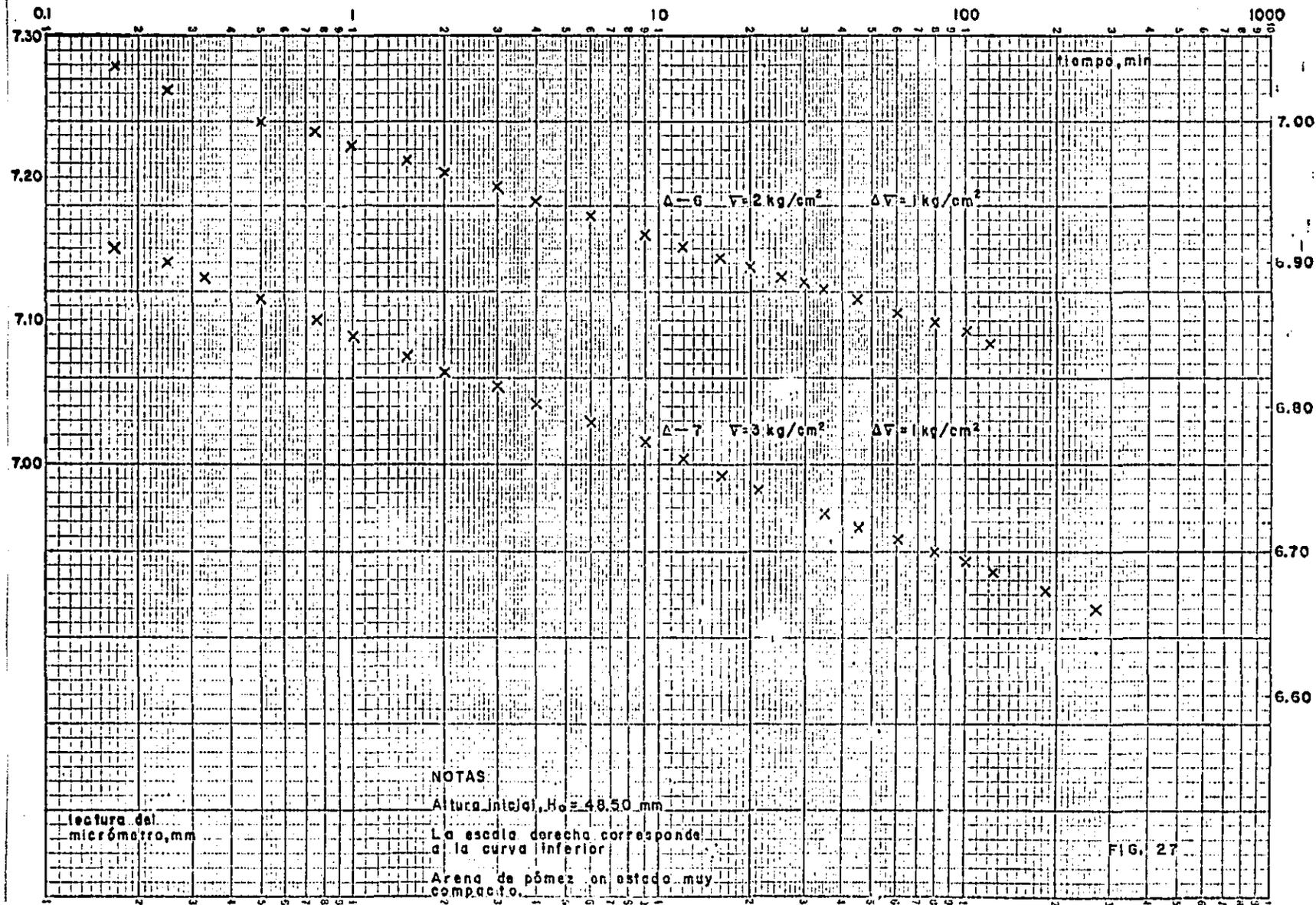
FIG. 25

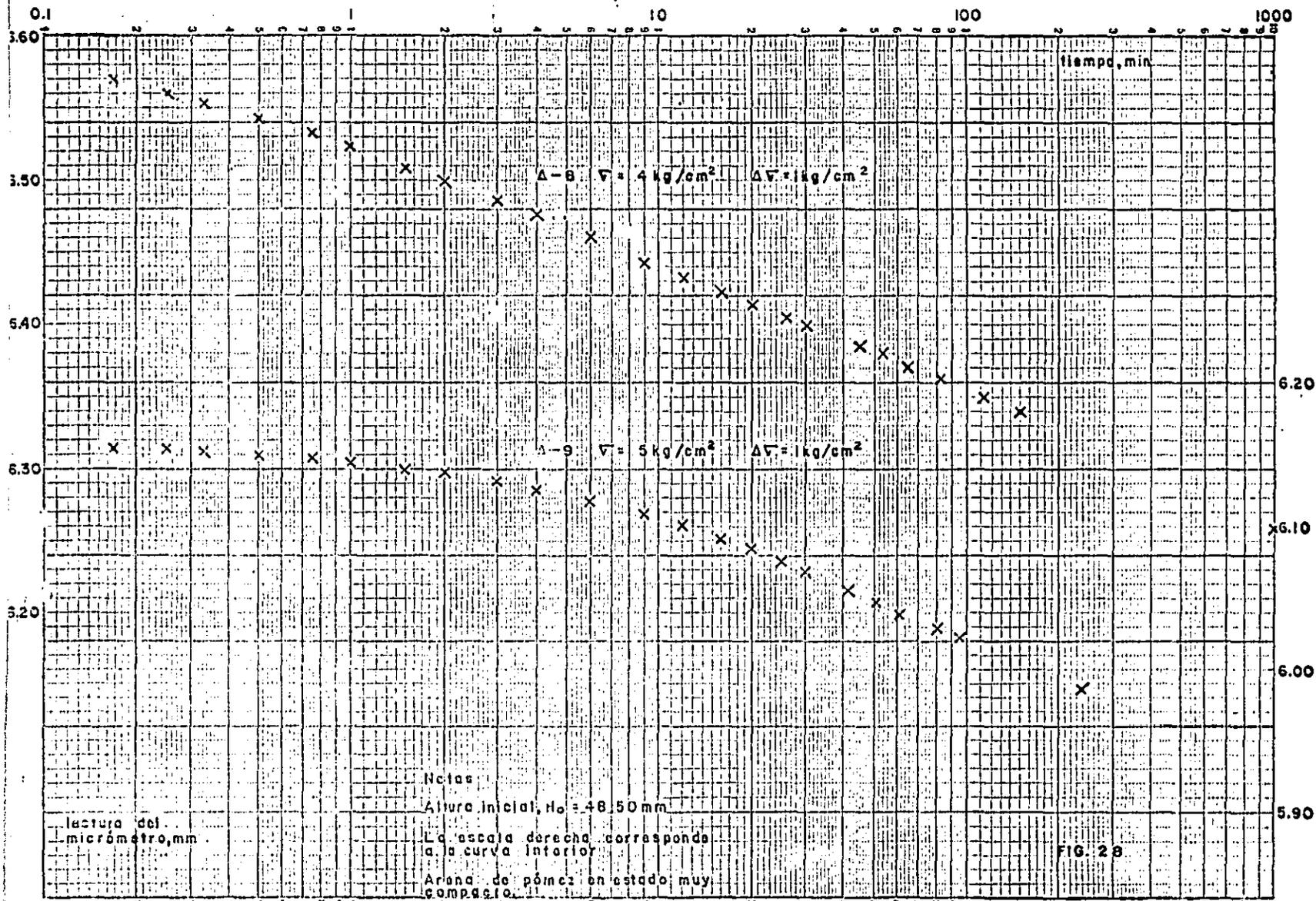


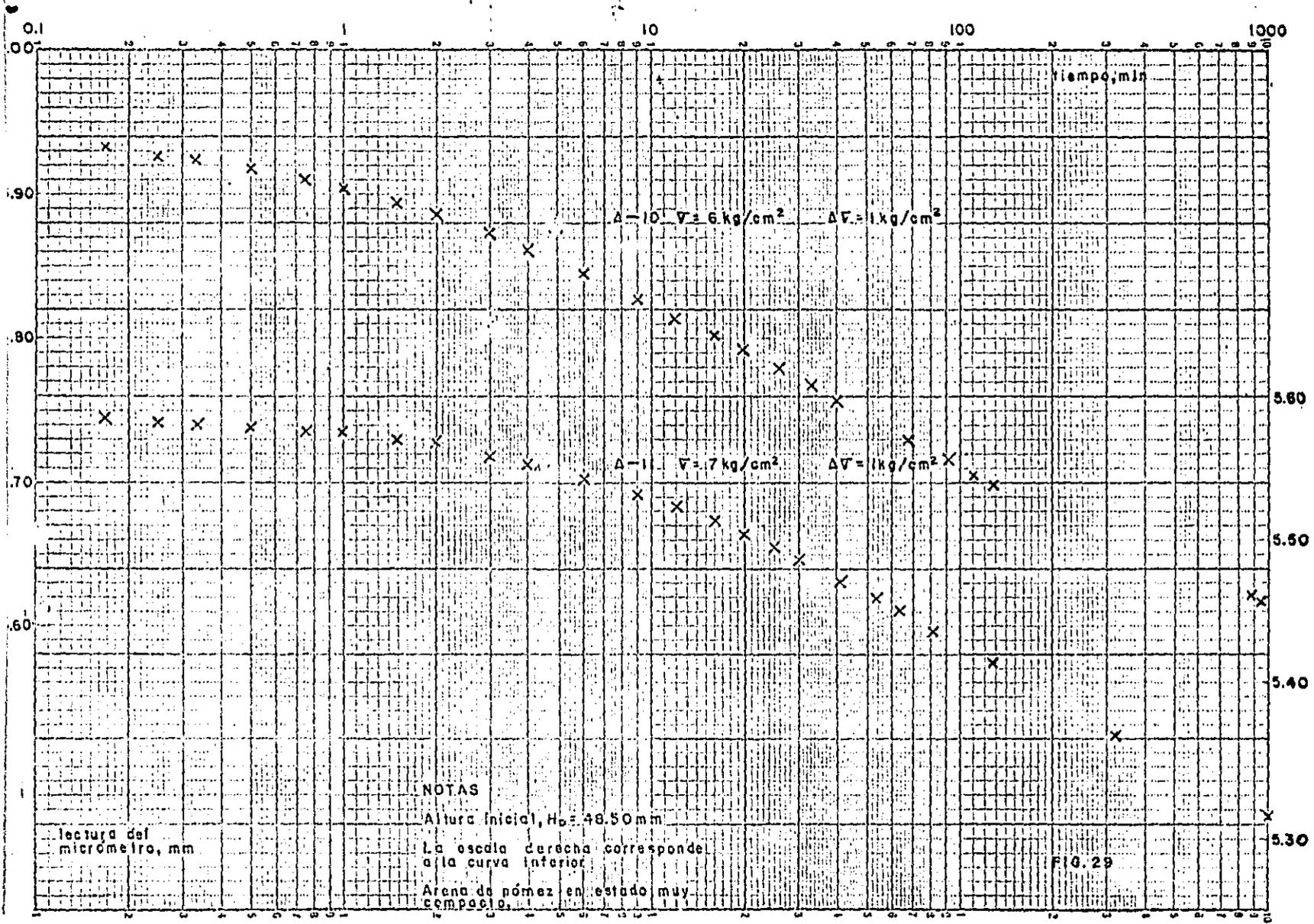
NOTAS:  
 Altura inicial,  $H_0 = 48.50 \text{ mm}$   
 La escala derecha corresponde a la curva inferior.  
 Arena de pomez en estado muy compacto.

lectura del micrómetro, mm

FIG. 26







NOTAS

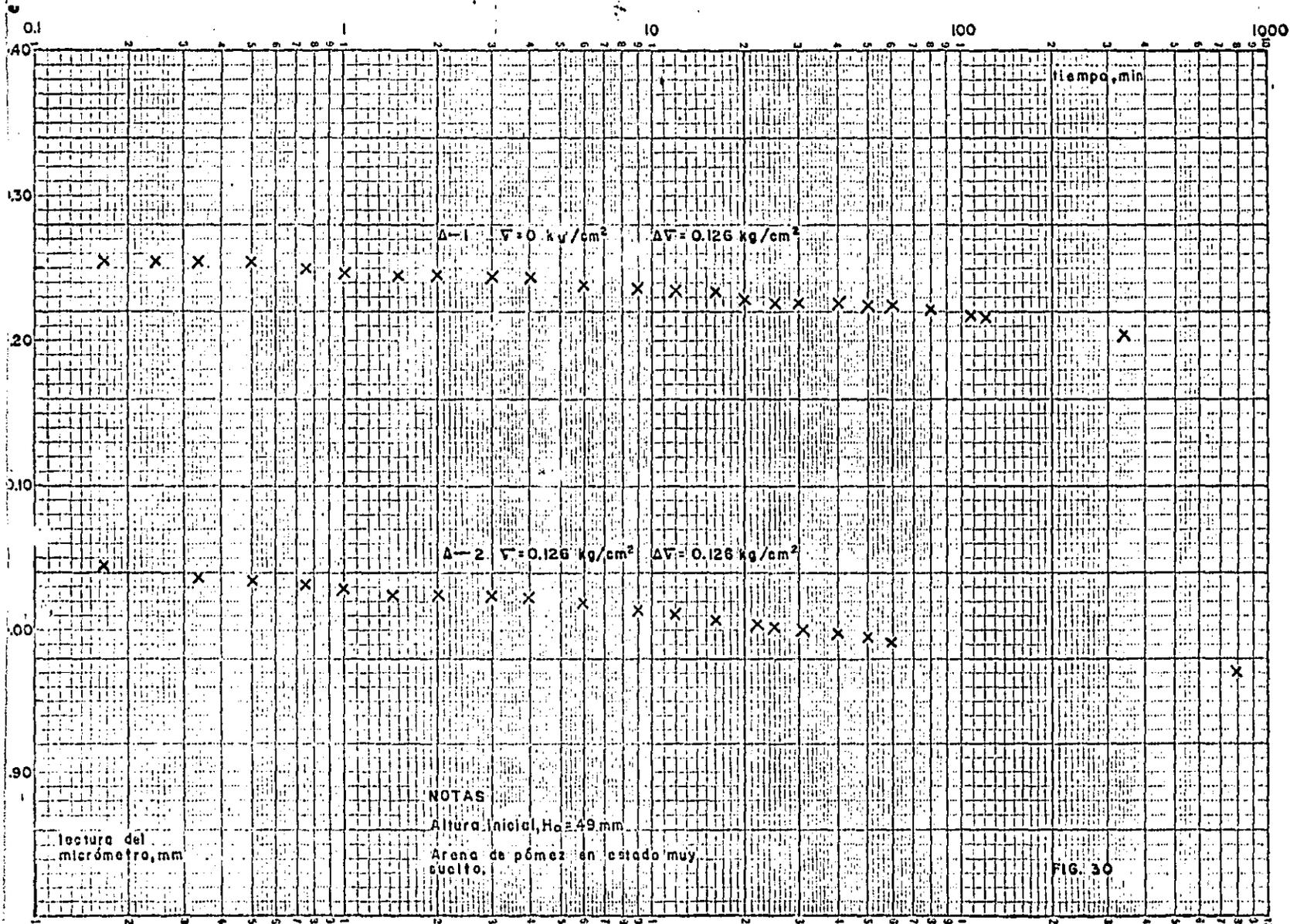
Altura inicial,  $H_0 = 48.50 \text{ mm}$

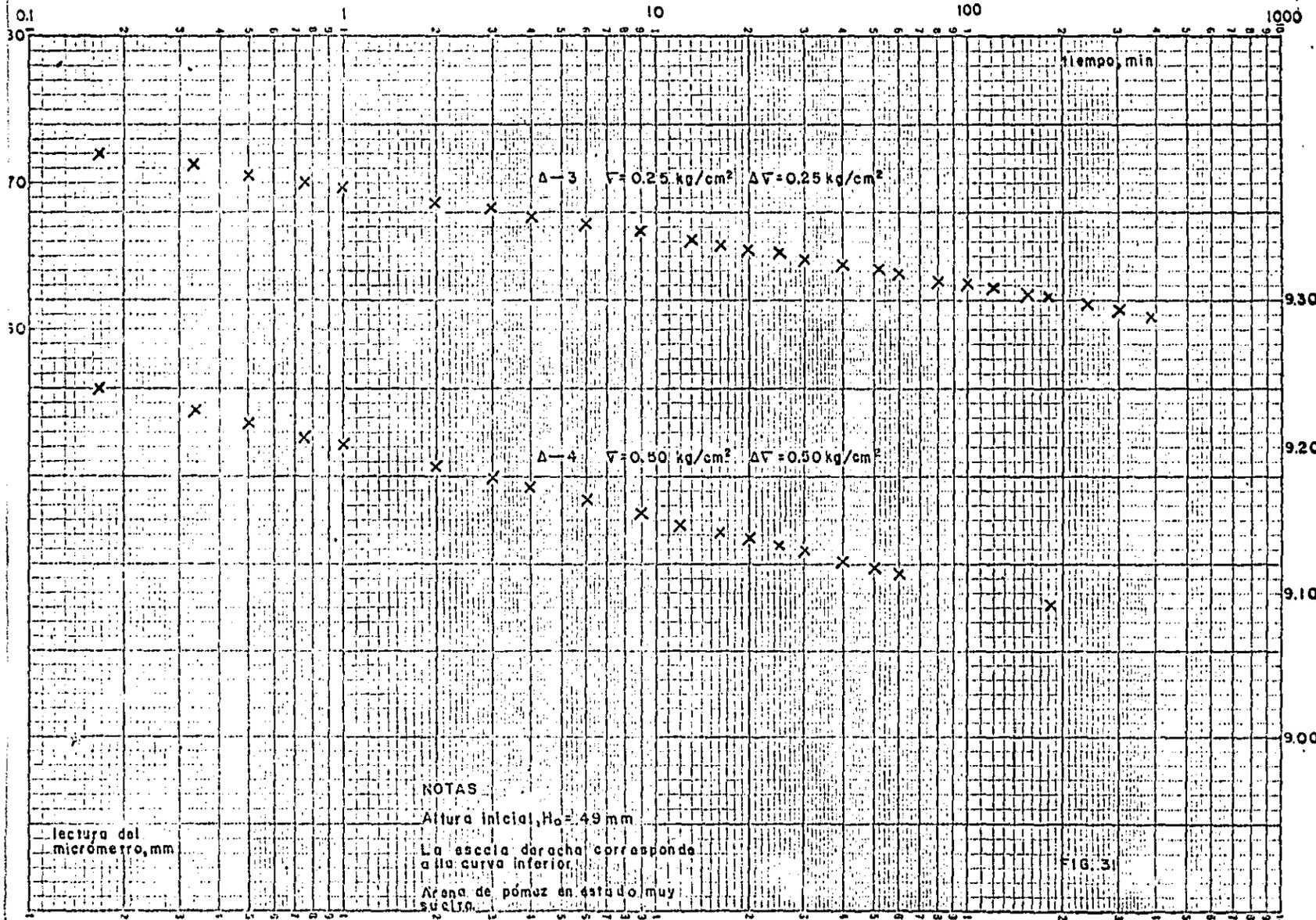
La escala derecha corresponde a la curva inferior

Arena de pómez en estado muy compacto.

lectura del micrómetro, mm

FIG. 29





NOTAS

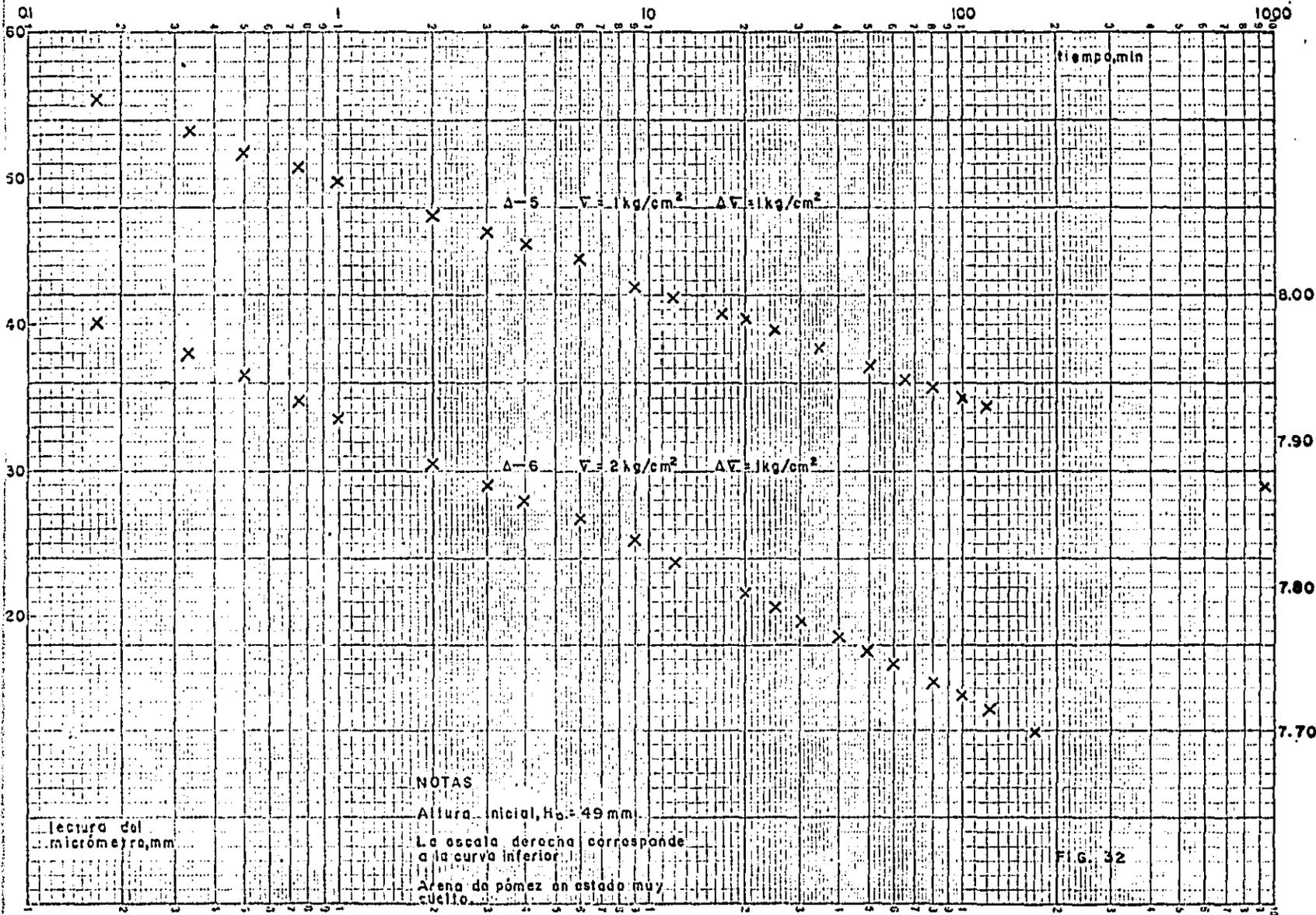
Altura inicial,  $H_0 = 49 \text{ mm}$

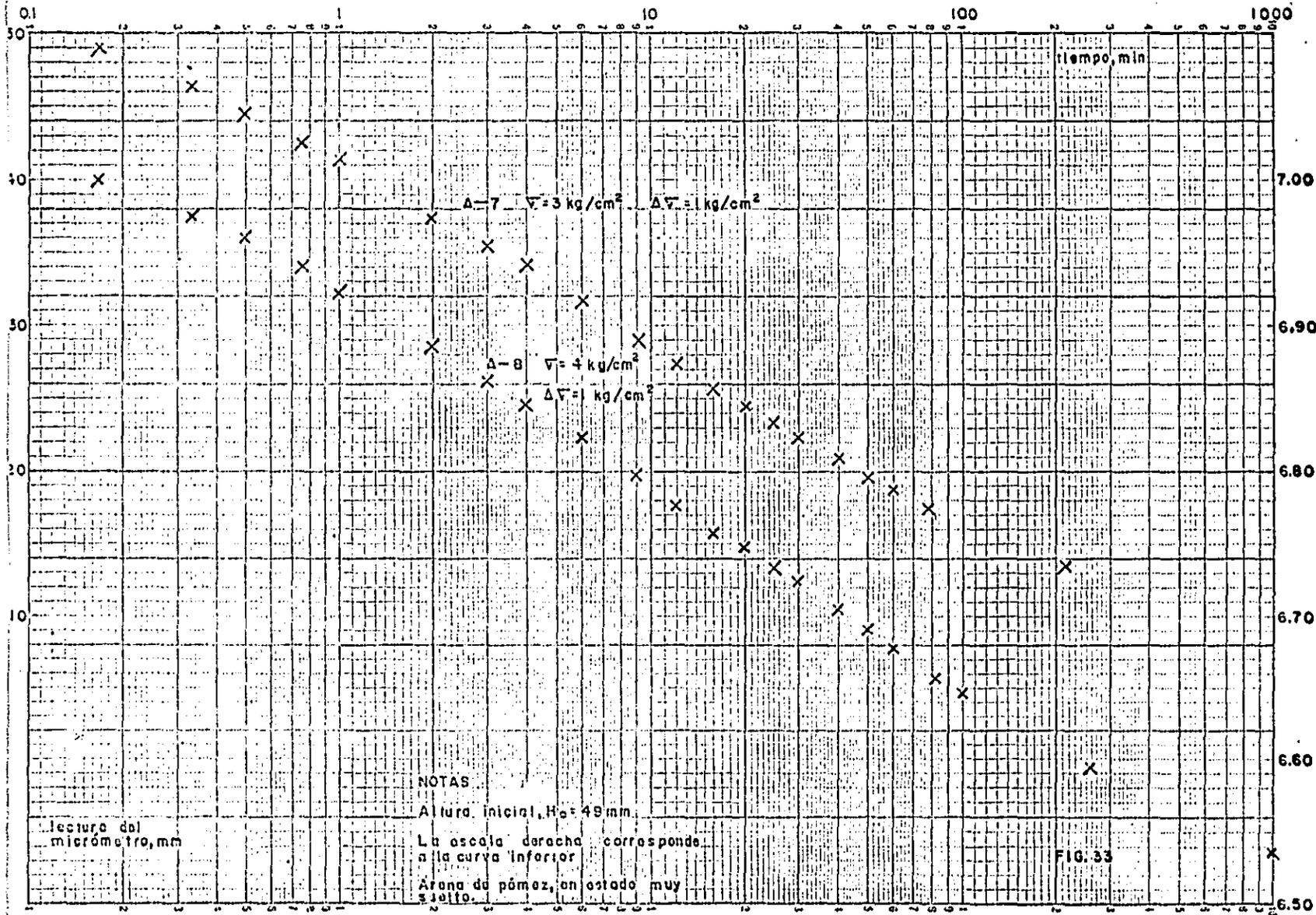
La escala derecha corresponde a la curva inferior

Arena de pómez en estado muy suelto

lectura del micrómetro, mm

FIG. 31



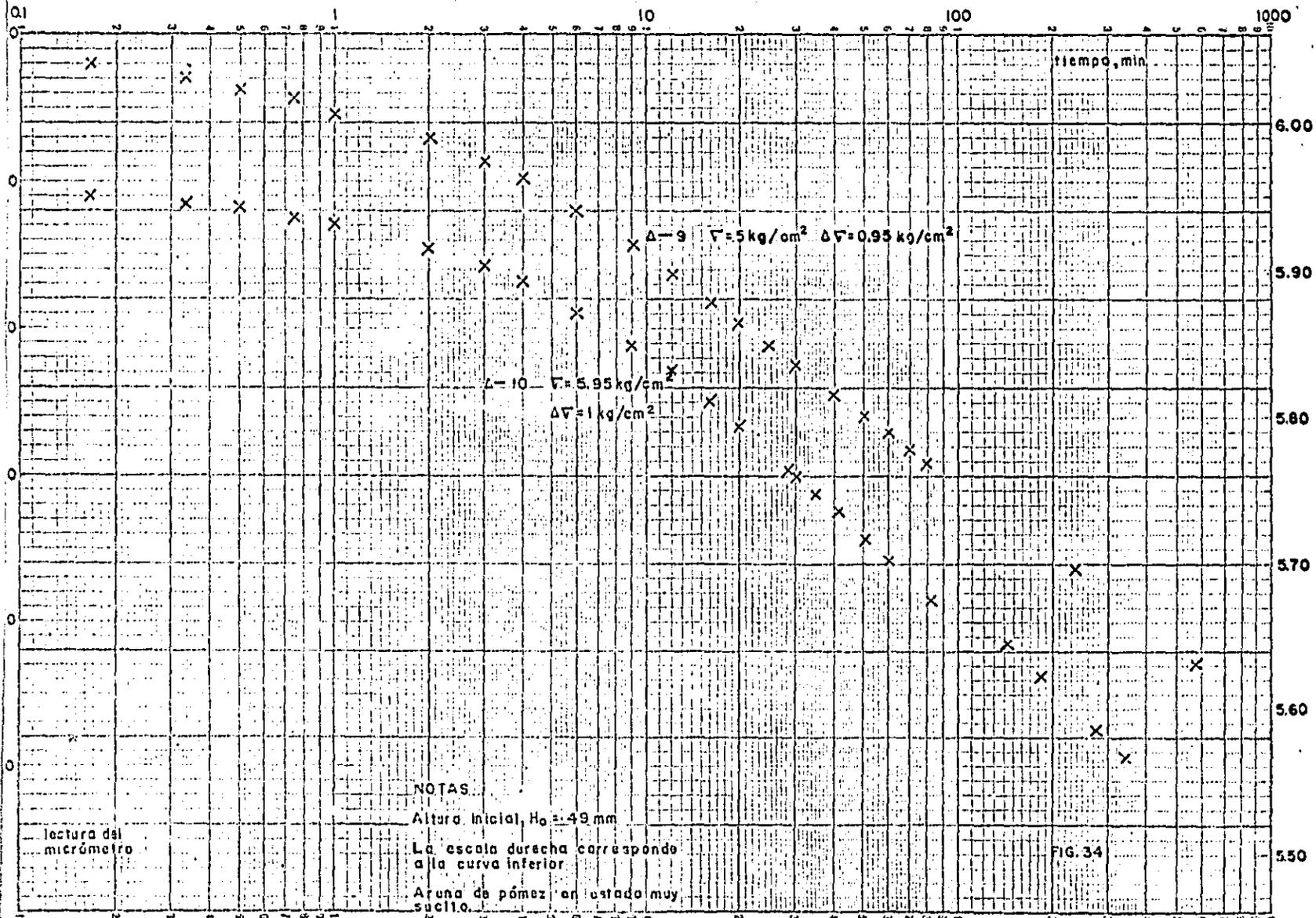


NOTAS

Altura inicial,  $H_0 = 49 \text{ mm}$   
 La escala derecha corresponde a la curva inferior.  
 Arena de pómez, en estado muy suelto.

lectura del micrómetro, mm

FIG. 33

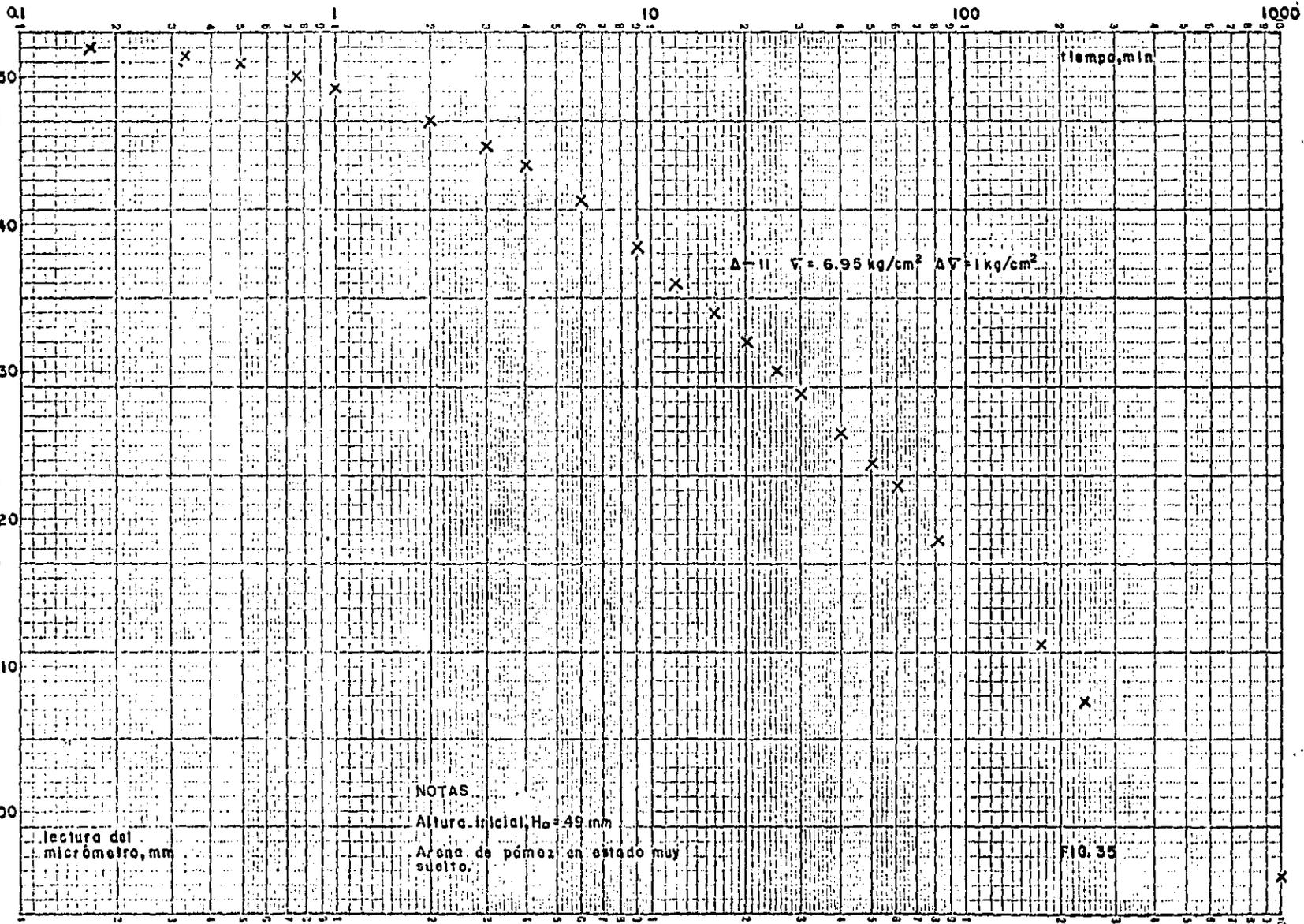


NOTAS

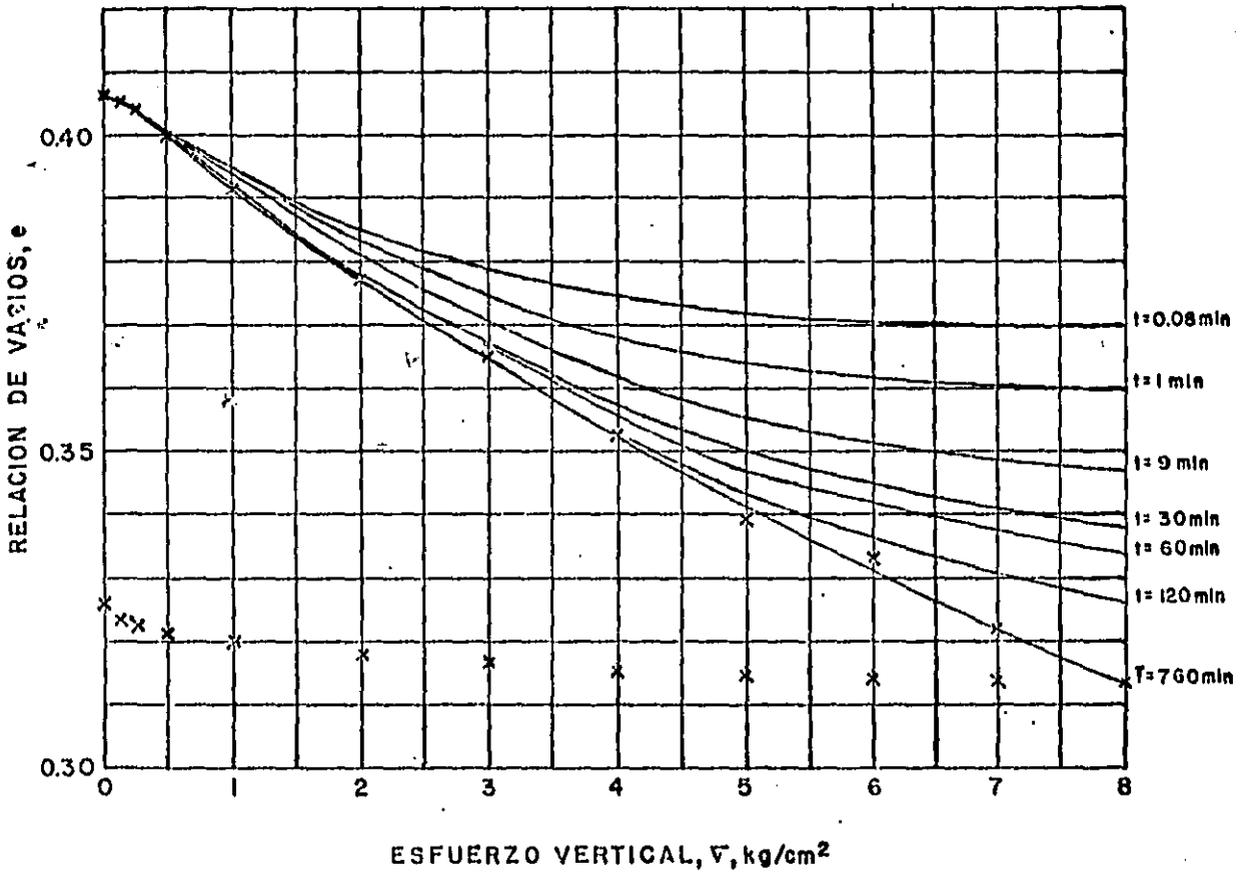
Altura inicial,  $H_0 = 49 \text{ mm}$   
 La escala derecha corresponde a la curva inferior.  
 Arena de pómez en estado muy suelto.

lectura del micrómetro

FIG. 34

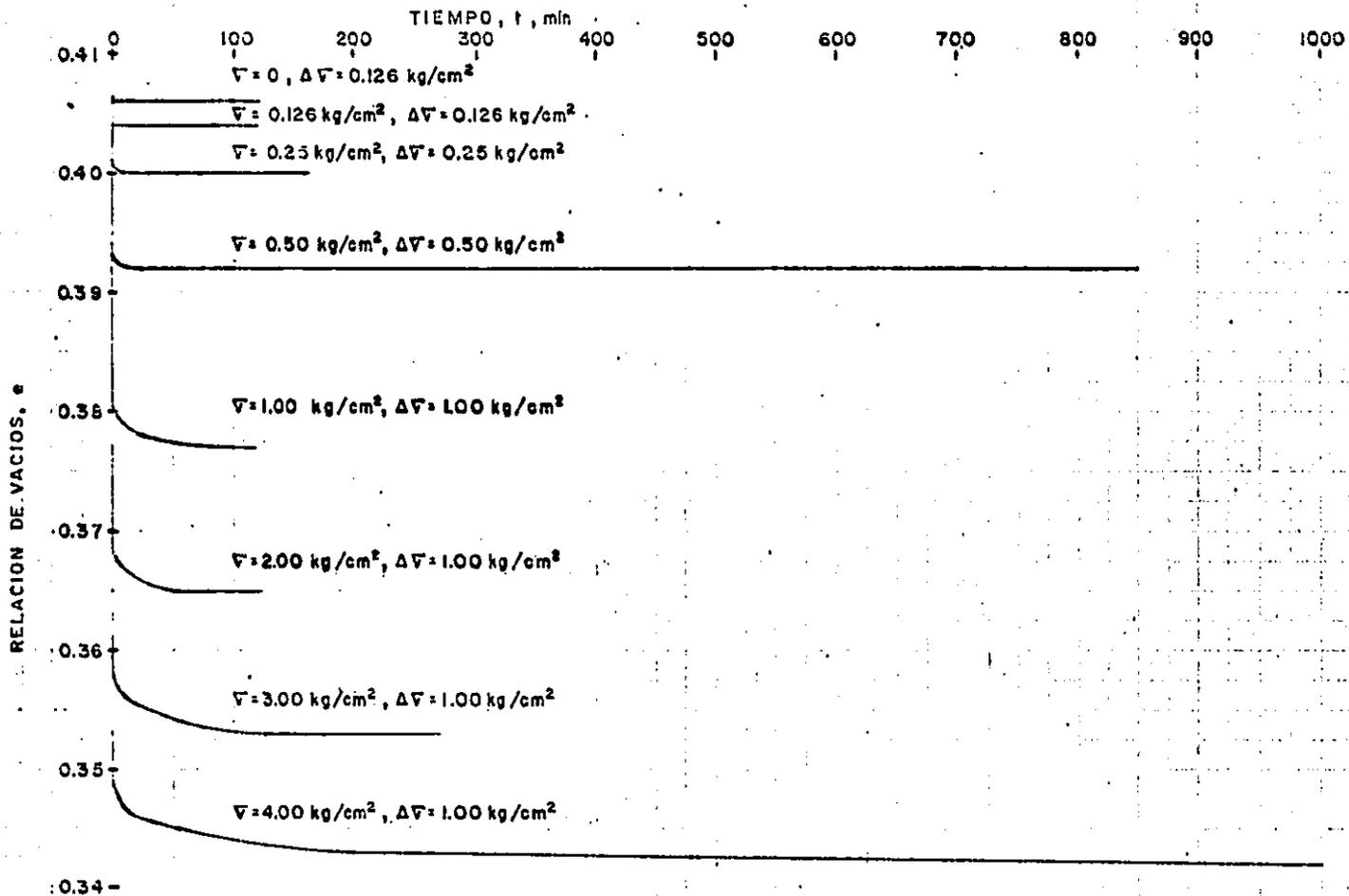


DEFORMACION ACUMULADA PARA  
DISTINTOS TIEMPOS



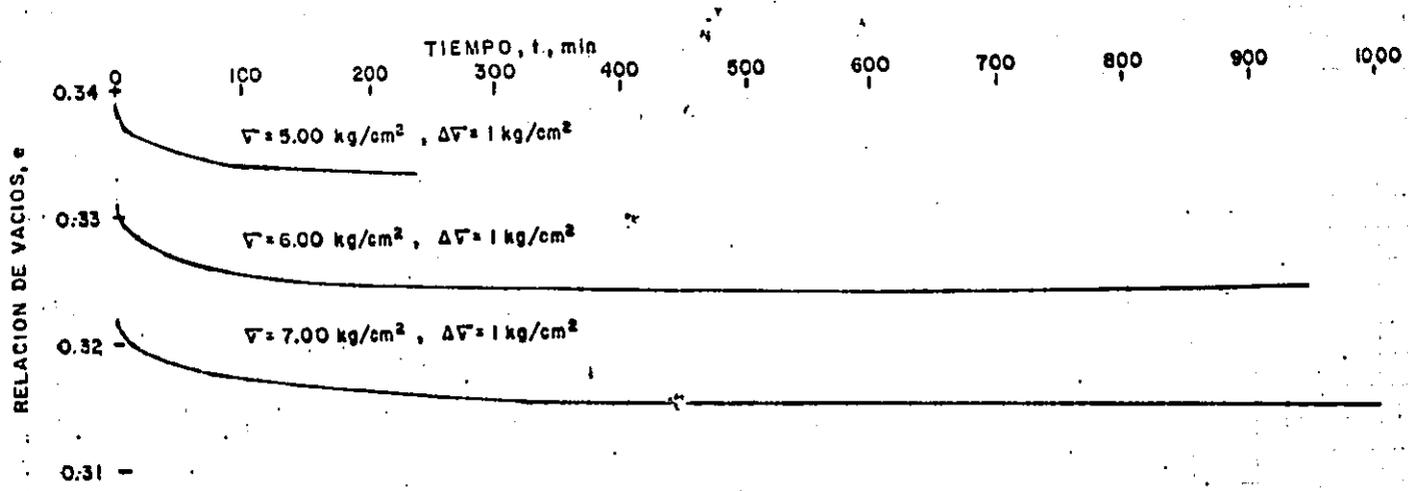
Nota:  $\bar{t}$  = tiempo promedio

COMPRESION UNIDIMENSIONAL  
ARENA PUNITICA MUY COMPACTA  
CD. DE MEXICO  
FIG. 36



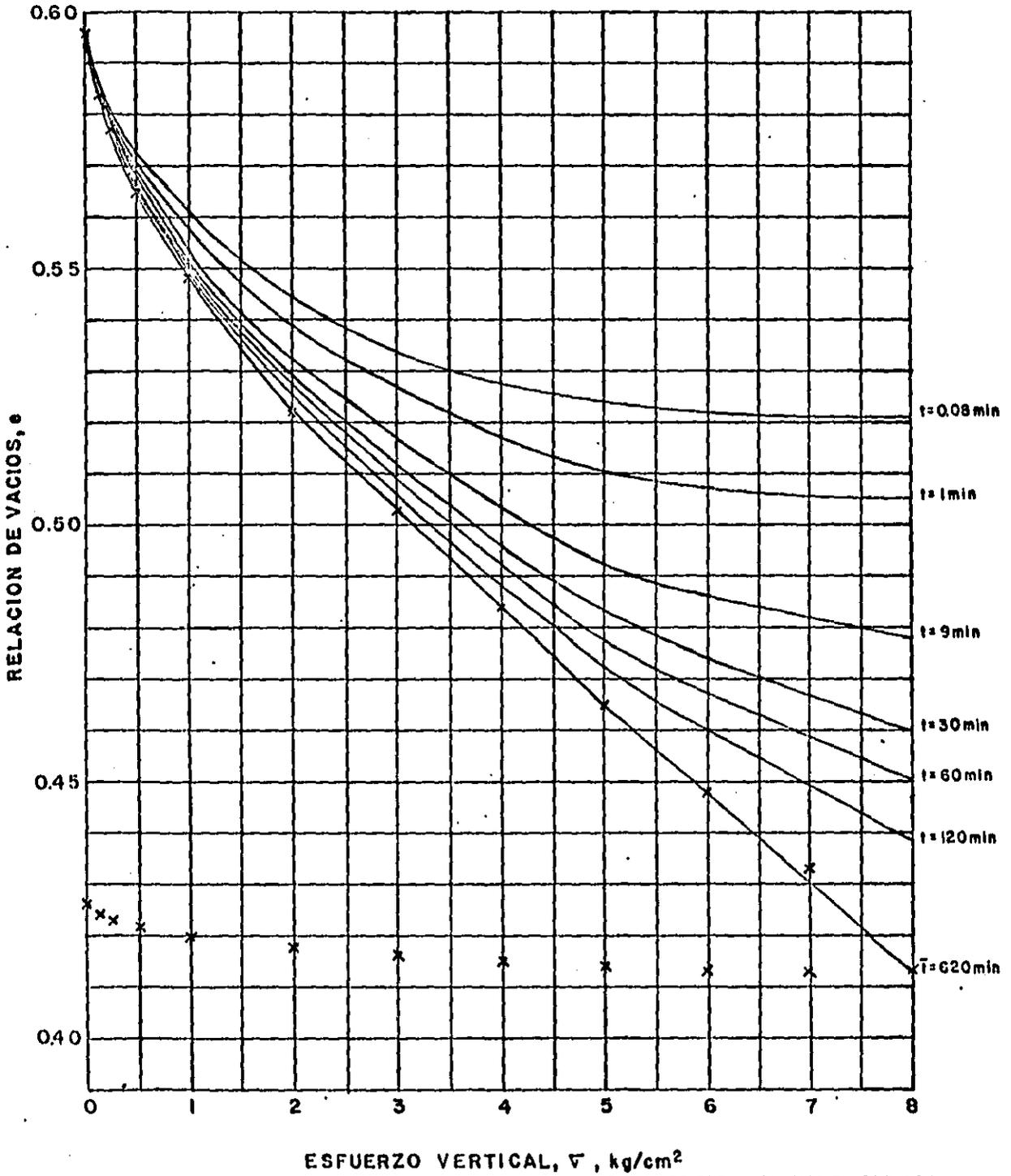
$e_0 = 0.4065$  para  $V = 0$

CURVAS DEFORMACION - TIEMPO  
 ARENA PUNITICA MUY COMPACTA  
 CD. DE MEXICO



CURVAS DEFOMACION-TIEMPO  
 ARENA PUNITICA MUY COMPACTA  
 D.F. DE MEXICO

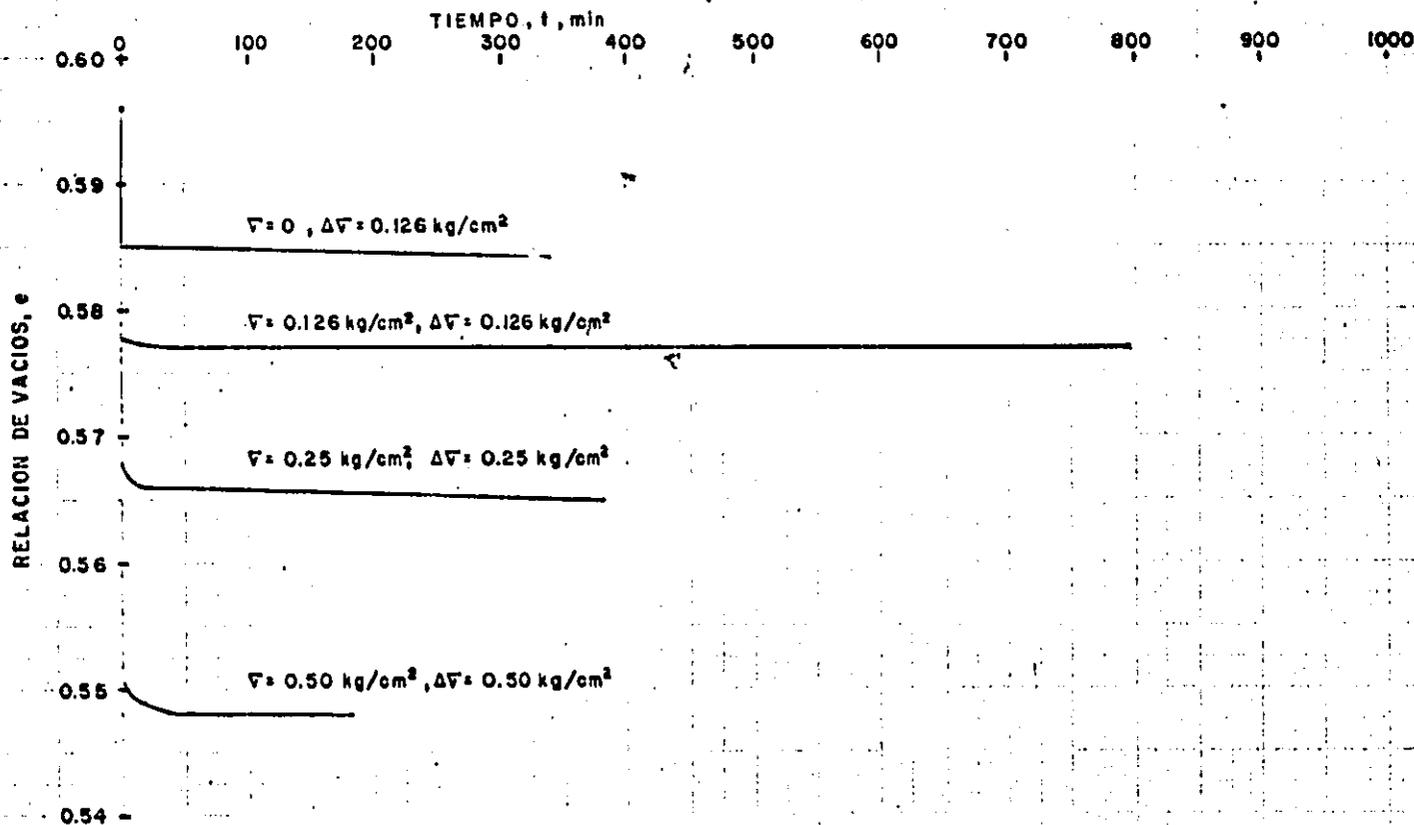
DEFORMACION ACUMULADA PARA  
DISTINTOS TIEMPOS



Nota:  $\bar{t}$  = tiempo promedio

COMPRESION UNIDIMENSIONAL  
ARENA PUMITICA MUJ. SUELTA  
CD. DE MEXICO

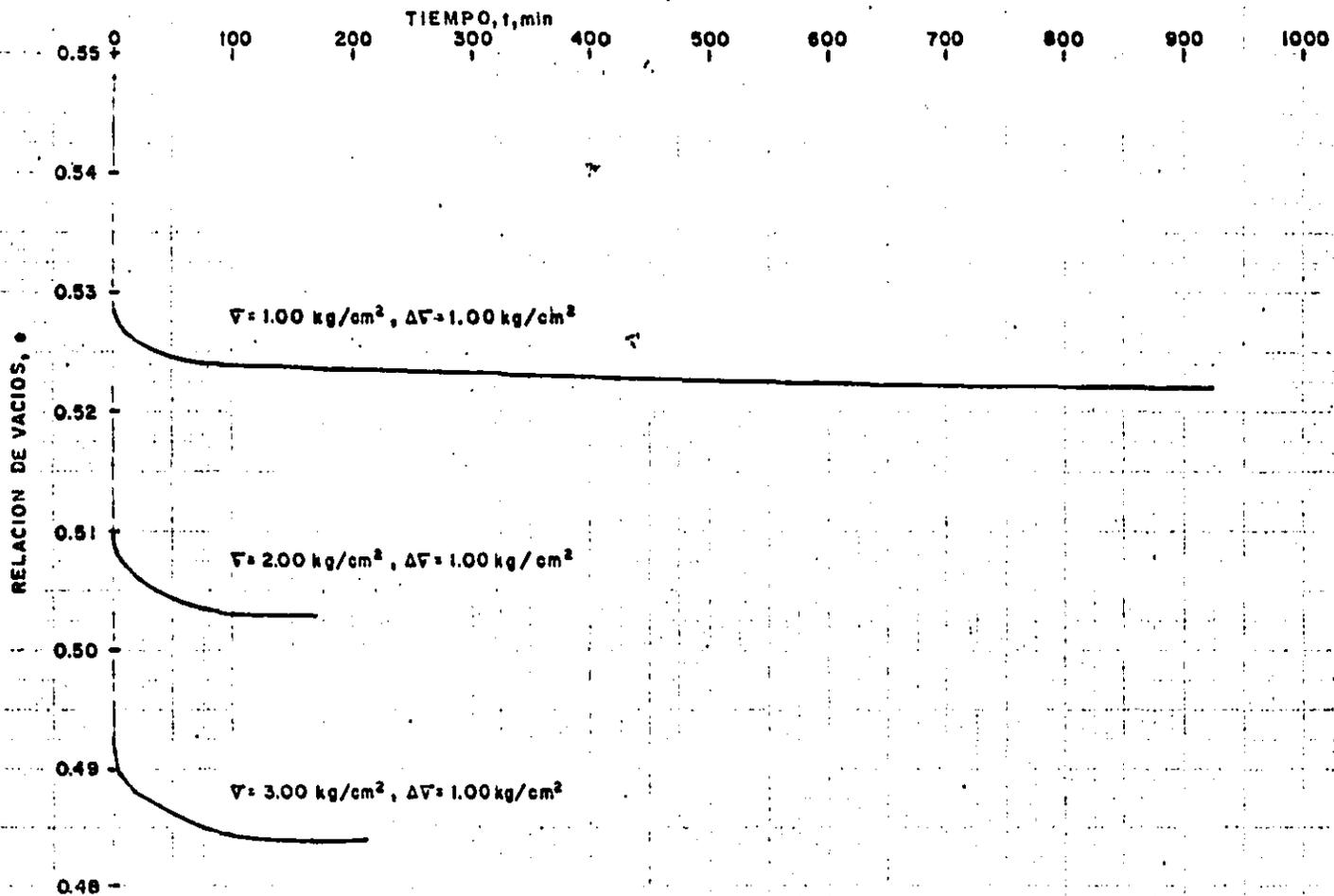
FIG. 39



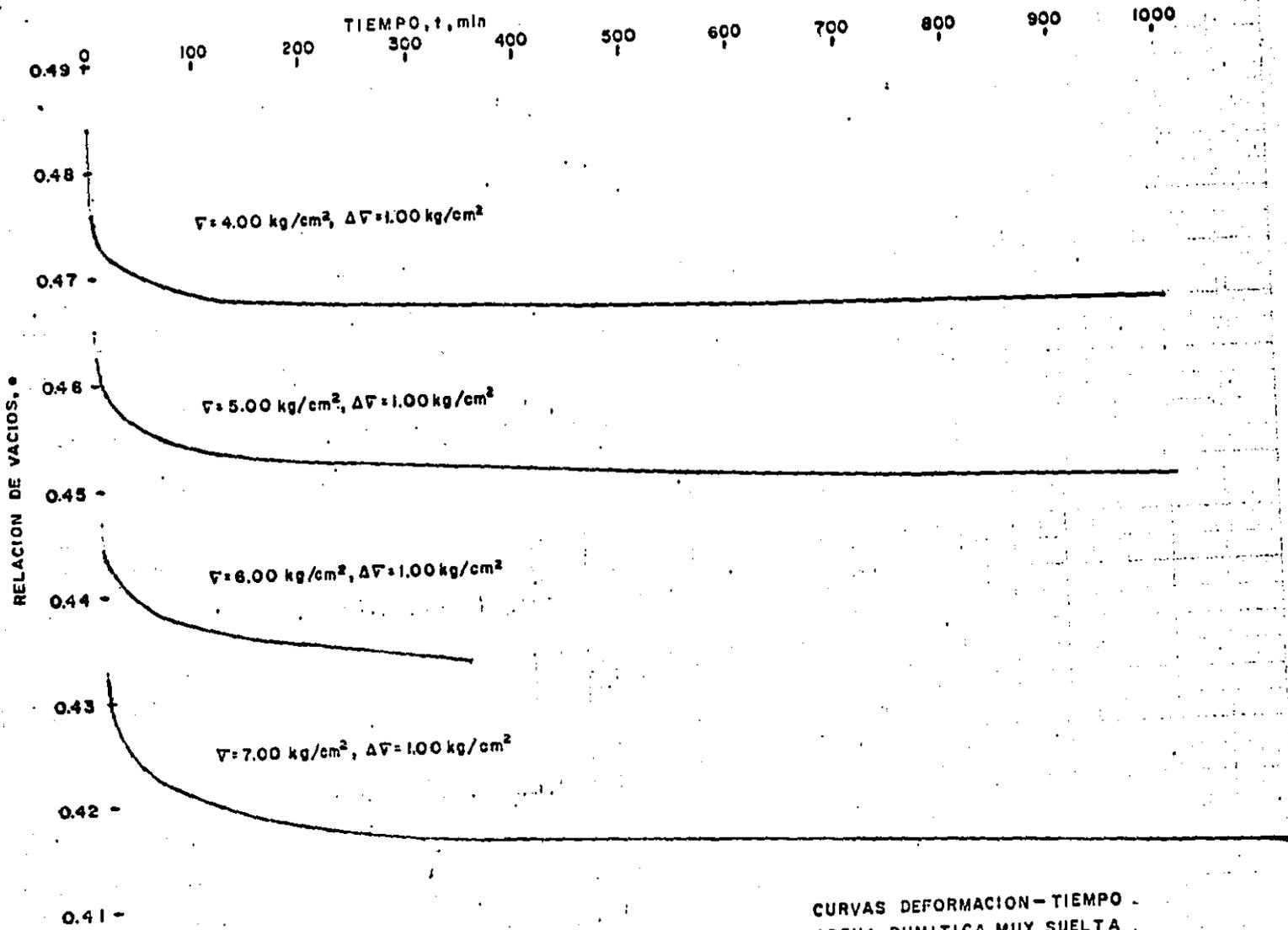
$e_0 = 0.596$  para  $\sigma_v = 0$

CURVAS DEFORMACION-TIEMPO  
ARENA PUNITICA MUY SUELTA  
CD. DE MEXICO

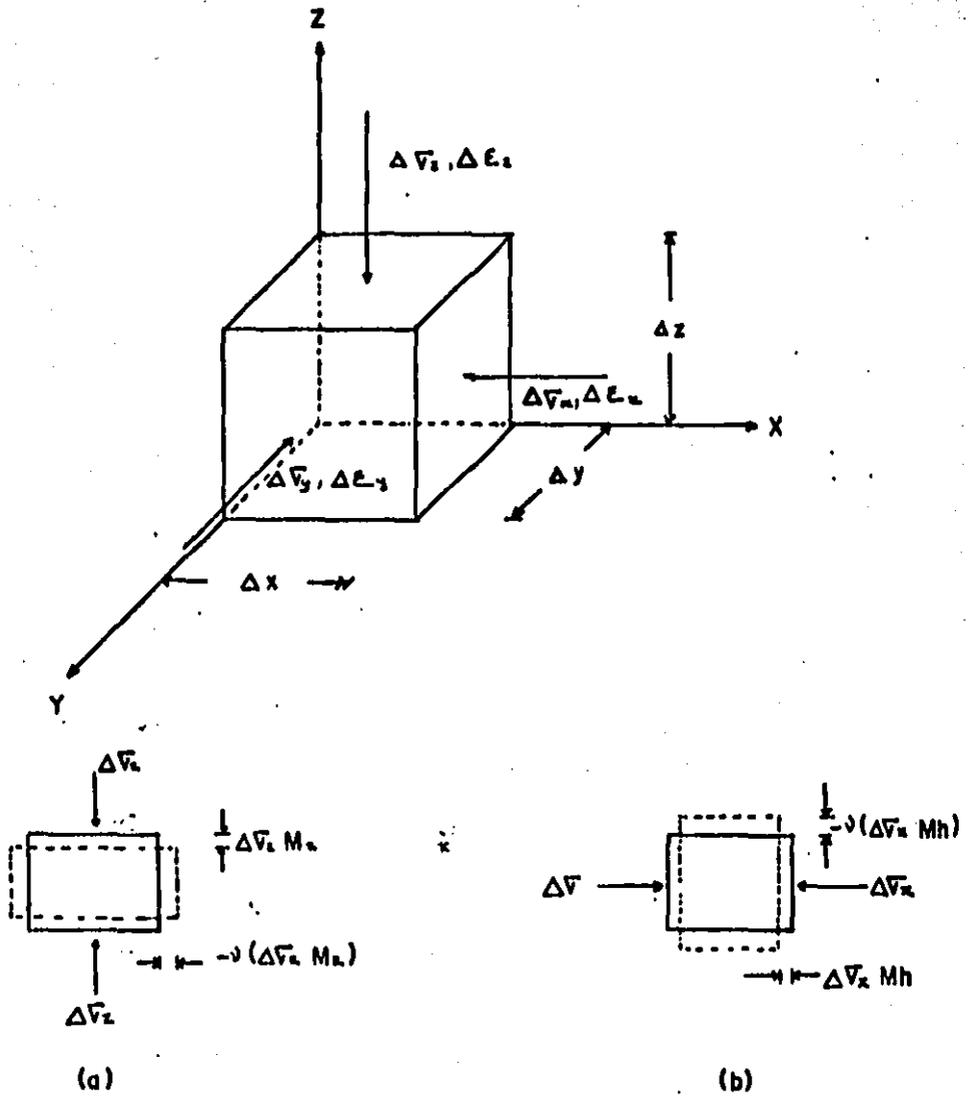
FIG. 40



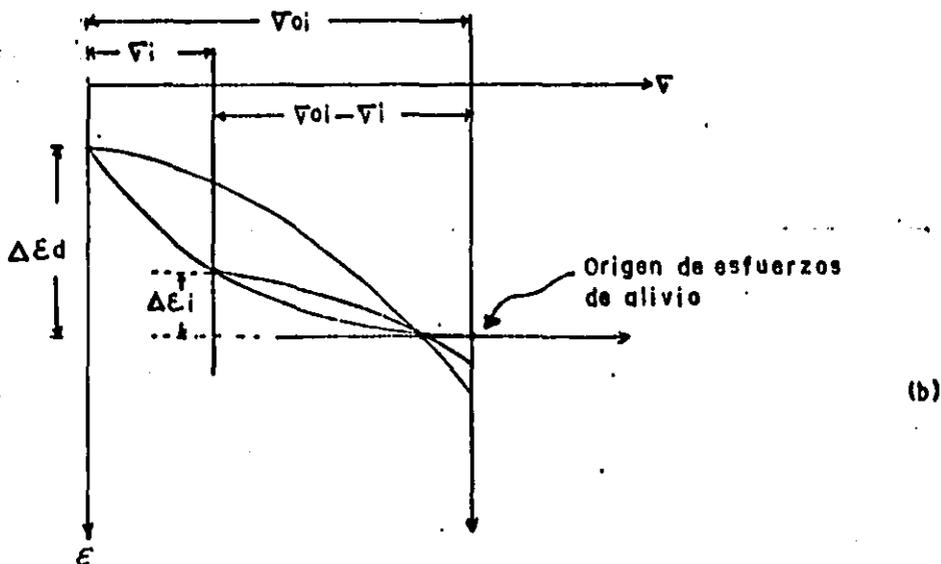
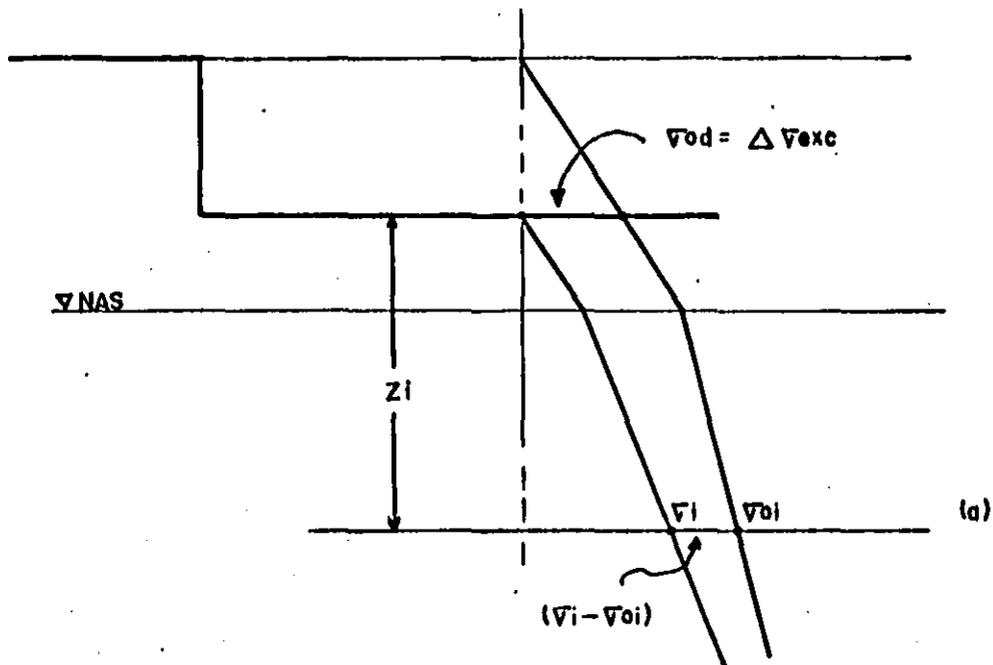
CURVAS DEFORMACION - TIEMPO  
 ARENA PUNITICA MUY SUELTA  
 CD. DE MEXICO



CURVAS DEFORMACION-TIEMPO  
 ARENA PUMITICA MUY SUELTA  
 ... CD. DE MEXICO



ESTADO DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN UN PUNTO  
FIG. 43

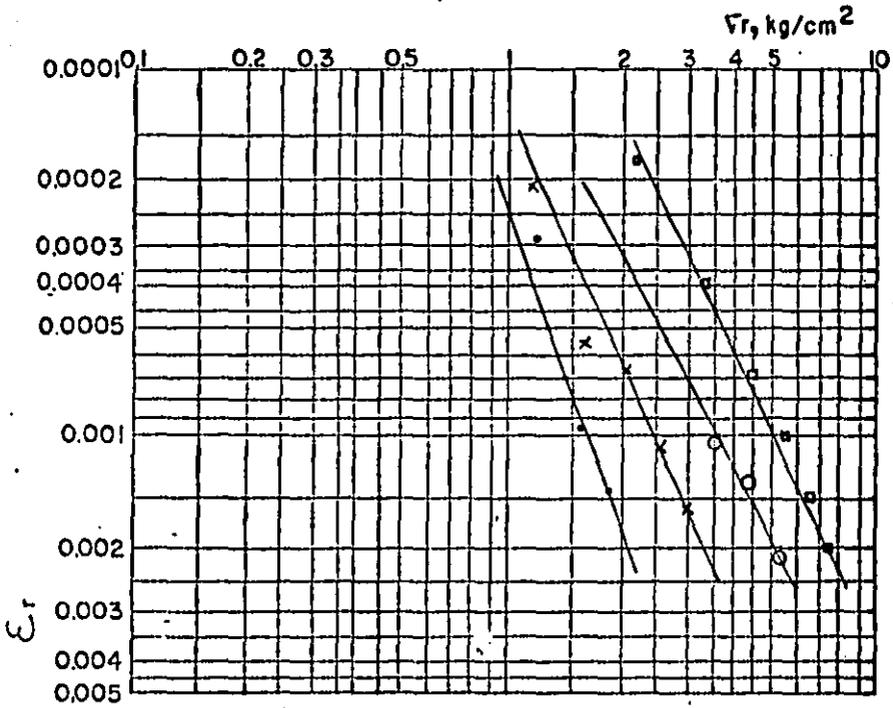


Ciclo de histéresis

FIG. 44

e=0.41

Cr=89%



$$c = \frac{\log \frac{Er_2}{Er_1}}{\log \frac{vr_2}{vr_1}}$$

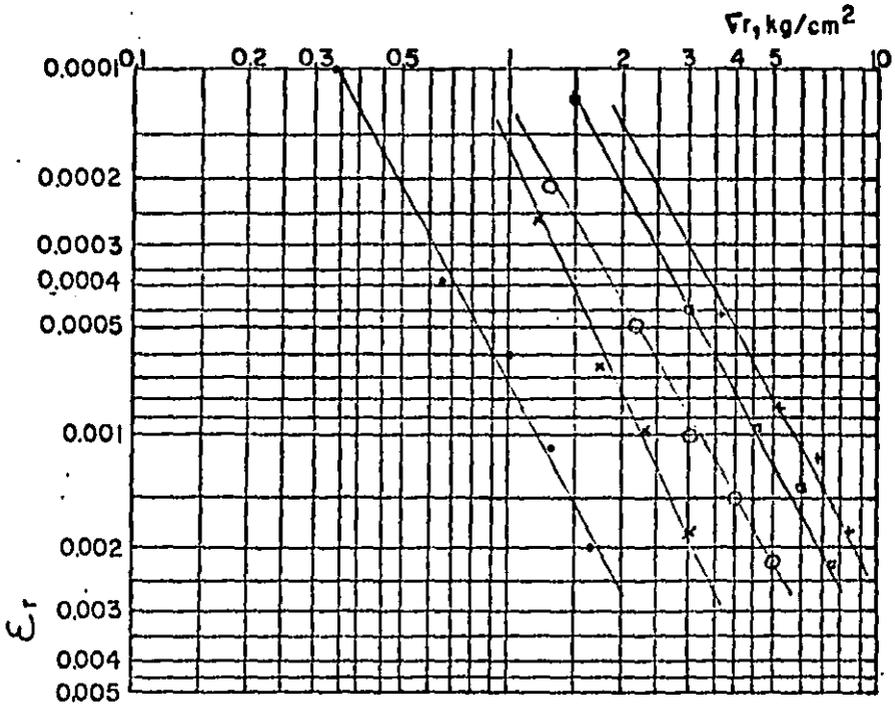
SIMBOLOGIA  
vr<sub>3</sub>, kg/cm<sup>2</sup>

- 0.50
- x 1.00
- 2.00
- ◻ 4.00
- + 8.00

DESCARGA EN COMPRESION TRIAXIAL  
ARENA DE POMEZ MUY COMPACTA  
FIG. 45

$\sigma = 0.50$

$C_r = 39\%$



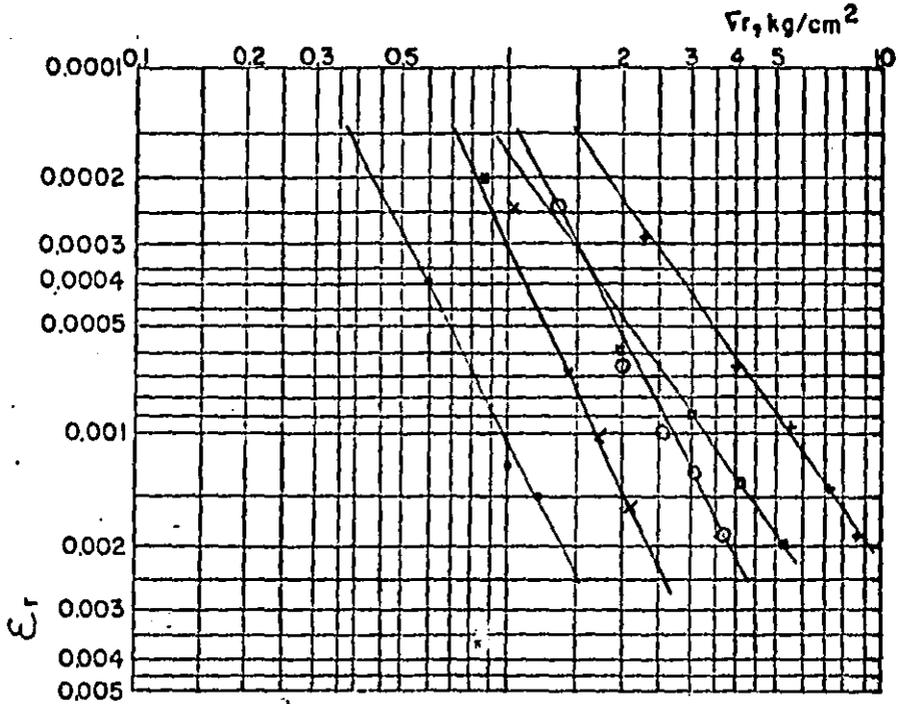
$$c = \frac{\log \epsilon_r 2 / \epsilon_r 1}{\log \sigma_r 2 / \sigma_r 1}$$

- SIMBOLOGIA
- |   | $\sigma_3, \text{kg/cm}^2$ |
|---|----------------------------|
| • | 0.50                       |
| * | 1.00                       |
| ○ | 2.00                       |
| □ | 4.00                       |
| + | 8.00                       |

DESCARGA EN COMPRESION TRIAXIAL  
ARENA DE POMEZ SEMICOMPACTA  
FIG. 46

$e = 0.56$

$Cr = 6\%$

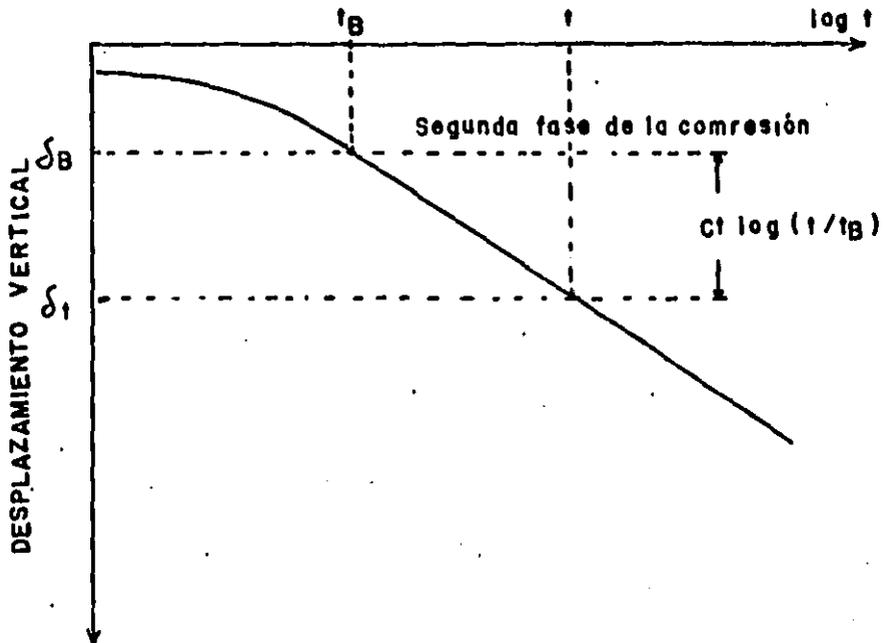


$$c = \frac{\log \dot{\epsilon}_r 2 / \dot{\epsilon}_r 1}{\log \dot{\nu}_r 2 / \dot{\nu}_r 1}$$

SIMBOLOGIA

$\dot{\nu}_3, \text{kg/cm}^2$	Symbol
0.50	•
1.00	×
2.00	○
4.00	◻
8.00	△

DESCARGA EN COMPRESION TRIAXIAL  
 ARENA DE POMEZ MUY SUELTA  
 FIG. 47



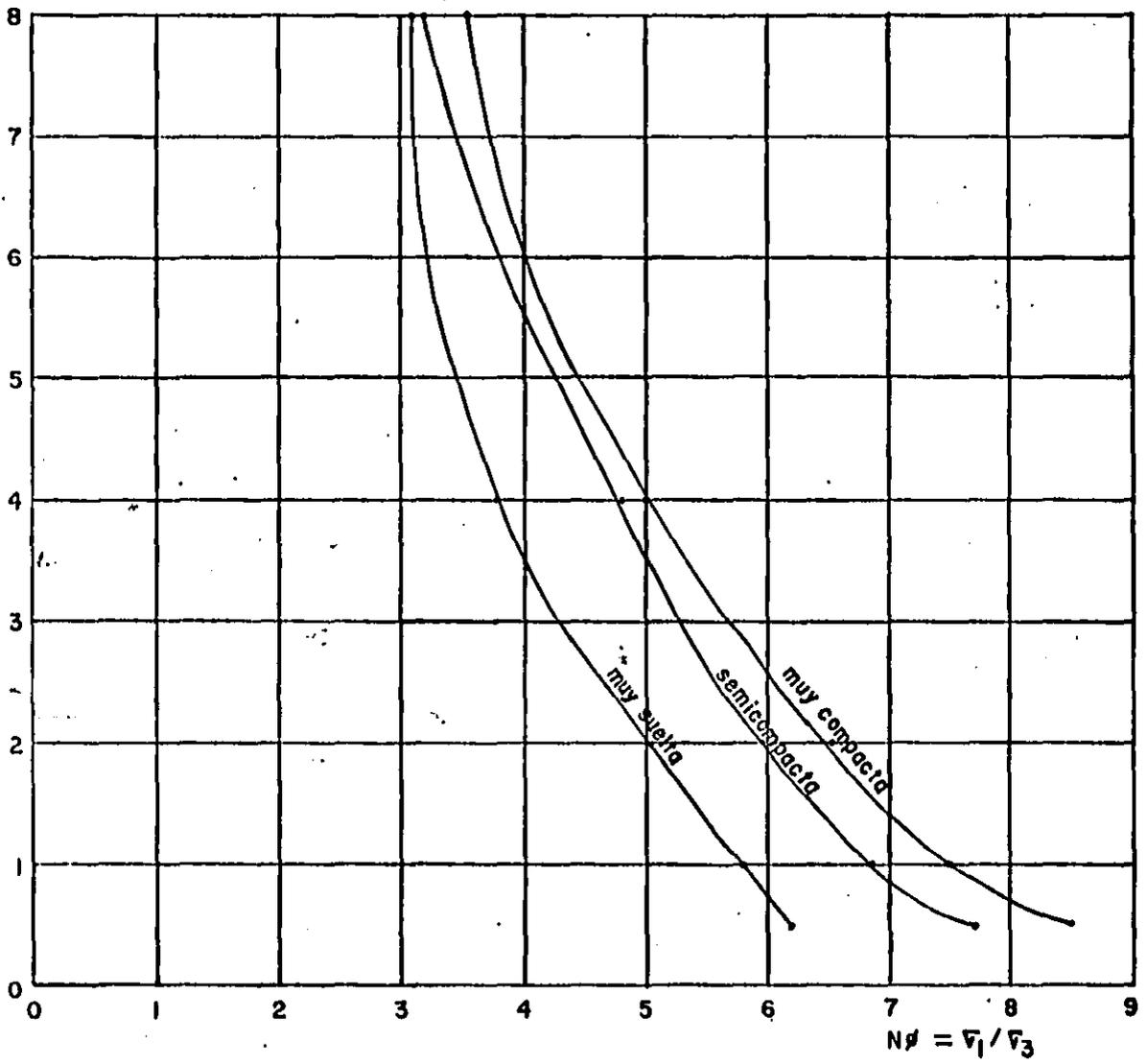
Pendiente de la línea

$$ct = \frac{\delta_t - \delta_B}{\log(t/t_B)}$$

$$\delta_t = \delta_B + ct \log \frac{t}{t_B}$$

PRUEBA DE DEFORMACION-TIEMPO EN  
 OEDOMETRO  
 FIG. 48

$\bar{v}_3, \text{Kg/cm}^2$



RELACION  $\bar{v}_3$  vs.  $Np$   
ARENA DE POMEZ  
FIG. 49

10.1

**ANEXO**  
**1**

**MEDICION DE CAMBIOS VOLUMETRICOS EN LA PRUEBA DE  
COMPRESION TRIAXIAL**

**J. Alfredo Zepeda Garrido**

**México, D.F., enero 15, 1982.**

## MEDICION DE CAMBIOS VOLUMETRICOS EN LA PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

El dispositivo utilizado para la medición del cambio volumétrico en la prueba triaxial (material seco) está integrado por un ducto de plástico que conecta el drenaje inferior de la probeta con la parte superior de una bureta que a su vez está comunicada por la parte inferior a un grupo de buretas de diferentes dimensiones, de manera de elegir la más adecuada al cambio volumétrico esperado y tener la mayor precisión. Para hacer la elección anterior se cuenta con tres válvulas que permiten usar una o hasta tres buretas simultáneamente (Fig. I ).

Como para cada cambio volumétrico se produce una diferencia en los niveles de las buretas utilizadas, lo cual implica una pequeña presión que está soportando el aire del sistema, se hace necesario corregir la lectura del cambio volumétrico registrado en las buretas por la compresibilidad del aire.

Esta corrección se basa en la Ley de Boyle, la cual dice lo siguiente: El volumen de una cantidad dada de un gas varía en razón inversa de la presión, si la temperatura permanece constante.

La ley puede expresarse:

$$VP = Cte$$

$$\therefore V_0 P_0 = V P \quad , \quad V = V_0 P_0 / P$$

Donde  $V_0$  es el volumen inicial del gas

$P_0$  es la presión inicial del gas

$V$  es el volumen final del gas

$P$  es la presión final del gas

Así, el volumen de aire eliminado de la probeta será la diferencia de lectura en la bureta más el incremento de volumen por la diferencia de presión.

$$\Delta V_{\text{real}} = \Delta V_b + \Delta V_{\Delta P}$$

$\Delta V_{\text{real}}$  es el verdadero cambio de volumen al aplicar un incremento de esfuerzos en la probeta.

$\Delta V_b$  es el cambio de volumen registrado en la bureta al aplicar un incremento de esfuerzos en la probeta

$\Delta V_{\Delta P}$  es el cambio de volumen del aire del sistema por la presión que genera el desnivel de agua de las buretas al aplicar un incremento de esfuerzos en la probeta.

De esta forma,

$$\Delta V_{\Delta P} = V_0 - V$$

$$\Delta V_{\Delta P} = V_0 - \frac{V_0 P_0}{P}$$

$$P = P_0 + \Delta P$$

$\Delta P$  es la presión que provoca la diferencia de niveles en las buretas.

$$\Delta V_{\Delta P} = V_0 - \frac{V_0 P_0}{P_0 + \Delta P}$$

$$\Delta V_{\Delta P} = V_0 \left( 1 - \frac{P_0}{P_0 + \Delta P} \right)$$

$$\Delta V_{\Delta P} = V_0 \left( \frac{\Delta P}{P_0 + \Delta P} \right)$$

Finalmente:

$$\Delta V_{\text{real}} = \Delta V_b + V_0 \left( \frac{\Delta P}{P_0 + \Delta P} \right)$$

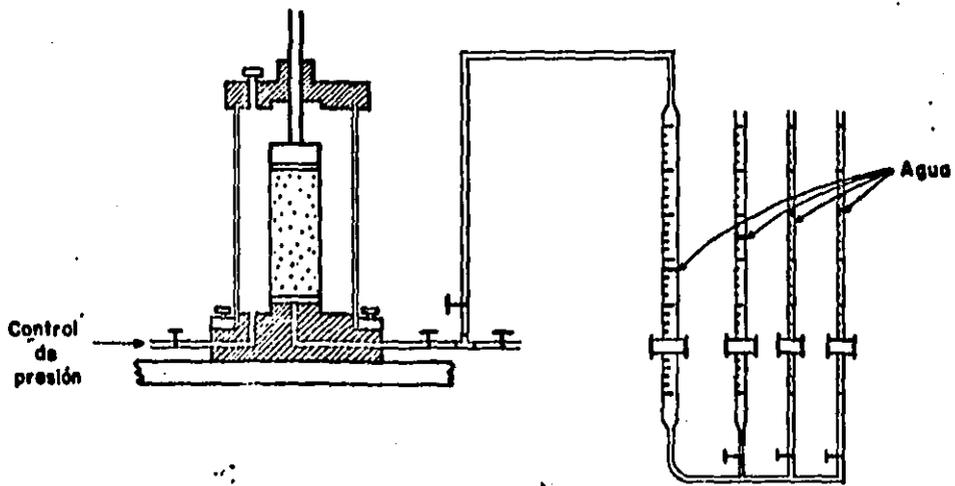
El volumen de aire inicial  $V_0$  a la presión inicial  $P_0$  (785 milibares para la Cd. de México) está integrado por tres porciones, la correspondiente al aire en los poros de los granos, la que se refiere al volumen de vacíos en la probeta y la que incluye el drenaje hasta llegar a la primera bureta en la frontera con el agua.

La expresión anterior puede ponerse de la siguiente forma, cuando  $P_0$  sea la presión atmosférica (Cd. de México) y la temperatura permanezca constante.

$$\Delta V_{\text{real}} = \Delta V_b + V_0 \left( \frac{\Delta P}{785 + \Delta P} \right)$$

dándose  $\Delta P$  en milibares

- NOTA: 1) En caso de que se presenten variaciones en la temperatura sólo será necesario combinar la ecuación anterior con la Ley de Charles.  
 2) La presión atmosférica de la Cd. de México deberá verificarse en el momento de realizar la prueba, pues esta puede variar en forma apreciable.



Sistema de medición del volumen de aire expelido de la muestra seca

FIG 1

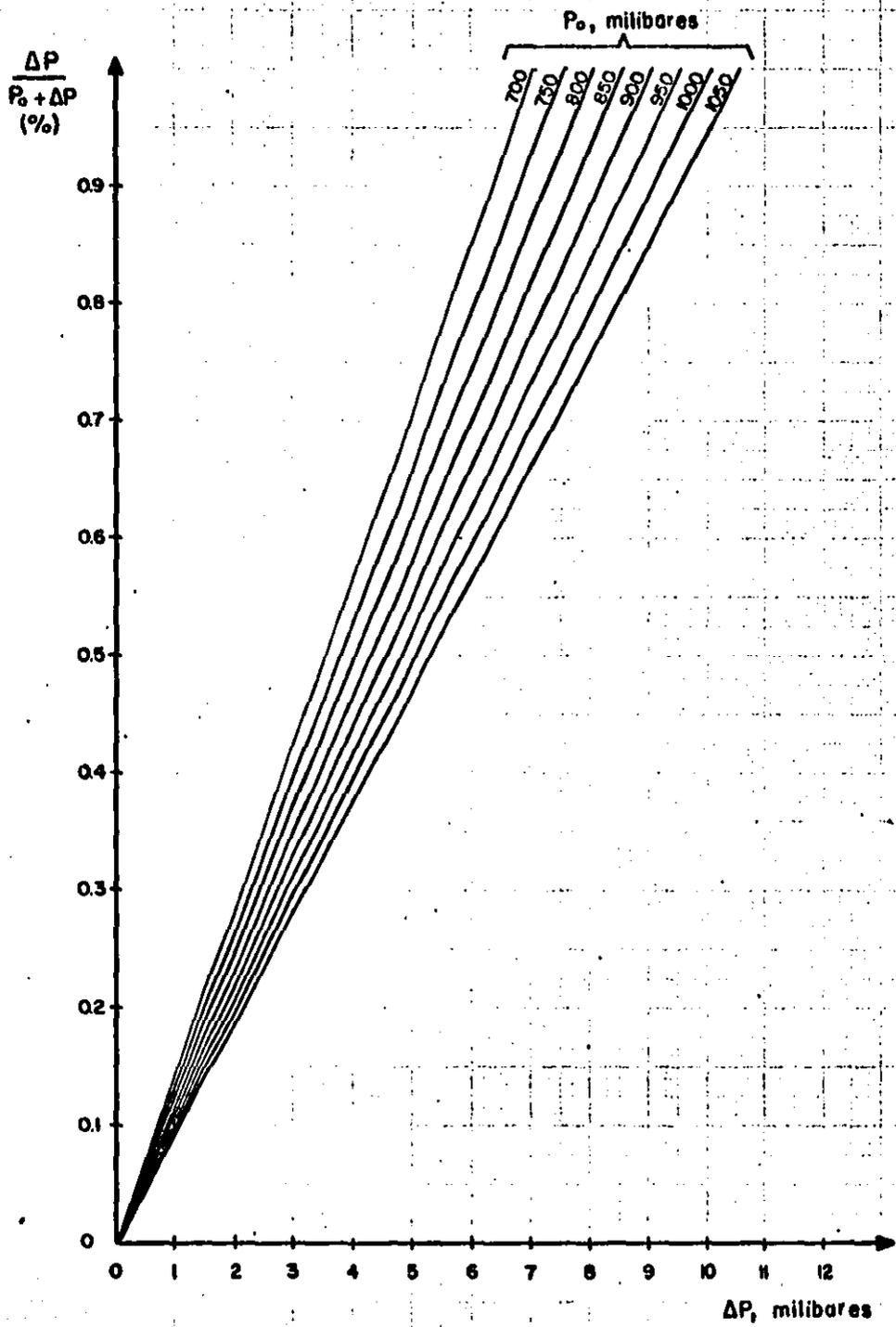


FIG II

10.2

**ANEXO**  
**2**

**PERFORACION DE LA MEMBRANA EN LA**

**PRUEBA TRIAXIAL**

**J. Alfredo Zepeda Garrido**

**México, D.F., enero 15, 1982.**

## PERFORACION DE LA MEMBRANA EN LA PRUEBA TRIAXIAL

Uno de los problemas que siempre han inquietado en la realización de pruebas triaxiales, cuando el material ensayado es un suelo granular, es el prevenir la posibilidad de la perforación de la membrana por alguna angulosidad de los granos que lo forman. Esta contingencia en algunos casos se ha disminuido usando papel entre el suelo y la membrana o tiras de hule-plástico, teniendo así una doble membrana la cual tendrá un efecto negativo en el desarrollo de la prueba, en el sentido de la alteración del verdadero comportamiento del suelo que se ensaya, el cual podrá aparentar mayor resistencia y menor deformabilidad por efecto del confinamiento adicional que proporciona el anacrónico remedio de protección en cualquiera de los dos casos. Resulta obvio que el papel, sobre todo cuando las pruebas se realizan en el suelo seco, es muy rígido y restringirá las deformaciones radiales, sobre todo cuando las pruebas sean de compresión, induciendo así un confinamiento adicional. El papel en un momento dado llega a romperse, cuando su resistencia a la tensión pasa a ser menor que la que generan los esfuerzos radiales de la muestra sobre el papel por efecto de la restricción de la deformación.

En el caso de la utilización de tiras de hule-plástico sucede que también se genera un confinamiento adicional y por tanto se encuentran resistencias mayores y deformaciones menores que las reales. Sin embargo, el error que inducen las tiras de hule-plástico es bastante menor que el que genera el papel protector.

Otro inconveniente de la utilización de protecciones de papel o tiras de hule-plástico es la dificultad para colocarlas apropiadamente. Como se puede ver en la figura 1 el ensaye practicado con papel muestra que el espécimen es más deformable para valores menores del 1.4% y posteriormente se hace notorio el confinamiento adicional del papel. Esta deformabilidad que en un principio parece mayor no es más que el defectuoso acomodo del papel y de la muestra. Al medir los diámetros de la probeta resulta que estas mediciones son mayores que las reales, pues quedan espacios huecos entre la membrana de látex utilizada y el papel, por tanto, los valores del esfuerzo desviador son mayores y así se encuentra que es falso que para deformaciones menores del 1.4% es más deformable. Errores de este tipo también pueden ocurrir al colocar tiras de hule-plástico, subestimándose los esfuerzos desviadores que realmente está tomando el espécimen.

Vistos los serios inconvenientes de las protecciones con papel o hule-plástico se plantea la posibilidad de aumentar el grueso de las membranas de látex, para evitar la perforación, y revisar su efecto de alguna manera.

En este anexo se proponen dos formas, la primera es haciendo un grupo de pruebas de compresión triaxial con membranas de cuatro capas de látex con un espesor de 0.70 mm y otro grupo de ocho capas del mismo material y con un espesor total de 1.25 mm, a confinamientos de 0.50, 2.00 y 4.00 kg/cm<sup>2</sup>. Las pruebas propuestas se realizaron en arena sílica fina y en estado seco, los resultados se muestran en la figura 2. Puede observarse que las diferencias en las curvas esfuerzo-deformación, utilizando cuatro y ocho capas de látex, son mínimas y pueden obedecer a pequeños defectos en la formación de las probetas. Se observa en la figura que para el confinamiento de 0.50 kg/cm<sup>2</sup> y la membrana de ocho capas de látex el esfuerzo desviador máximo es aproxima-

damente de  $0.20 \text{ kg/cm}^2$  adicional al que se obtiene si se utilizan sólo cuatro capas de látex, en este caso es un 18% de esfuerzo desviador adicional en la falla.

Cuando el confinamiento es de  $2 \text{ kg/cm}^2$  se observa que las curvas esfuerzo-deformación que se obtienen utilizando cuatro y ocho capas de látex prácticamente coinciden, siendo por tanto el efecto de la membrana poco apreciable. Para el confinamiento de  $4 \text{ kg/cm}^2$  las curvas esfuerzo-deformación van prácticamente una sobre la otra hasta deformaciones axiales del 2% y para mayores deformaciones la membrana con ocho capas de látex parece ejercer un pequeño confinamiento adicional que reditúa en un esfuerzo desviador adicional mencionado anteriormente. Esto puede aceptarse que es una escasa diferencia para efectos prácticos, además que el esfuerzo desviador máximo se alcanzó para deformaciones del mismo orden en ambos casos, por tanto puede ser simplemente una pequeña diferencia en la realización de la prueba o en la formación del espécimen.

No conforme con todo lo anterior se estudió otra forma de revisar el efecto de utilizar membranas con cuatro y ocho capas de látex. Para esto se trató de medir directamente el esfuerzo confinante que era capaz de generar la membrana sobre una muestra de suelo. El experimento que permitió hacer esta medición consistió en someter las membranas llenas de agua a contrapresión aplicada por el drenaje inferior, en la base de la cámara, partiendo de cero y aumentando poco a poco, llevando un registro de contrapresión contra deformaciones radiales en cada tercio de la altura de la probeta. Las membranas presentaban la suficiente rigidez de manera que se podían mantener verticales durante toda la prueba. Fue así como se construyeron las curvas que se muestran en la figura 3. Se puede observar que a partir de deformaciones radia-

les,  $\epsilon_r$ , del 10% no ejerció prácticamente ninguna resistencia adicional la membrana de cuatro capas de látex y en forma análoga ocurrió con la membrana de ocho capas de látex, sólo que para deformaciones radiales,  $\epsilon_r$ , mayores del 30%. De este manera, para que la membrana de cuatro capas de látex pueda generar el máximo confinamiento adicional, tendrá que deformarse radialmente aproximadamente un 10%. El esfuerzo que así genera es del orden de 0.04 kg/cm<sup>2</sup>; en cambio, si la membrana de ocho capas de látex se deforma radialmente un 30% el esfuerzo será de 0.14 kg/cm<sup>2</sup>, valor que cuando se realizan pruebas, digamos a 0.50 kg/cm<sup>2</sup> de confinamiento, podría pensarse que afectaría considerablemente, pero sucede que el rango de deformaciones radiales necesario difícilmente llega a presentarse. En las pruebas de la figura 2 no se sobrepasó de deformaciones radiales del orden del 10%, lo cual implica que la membrana de ocho capas de látex no alcanzó a inducir un confinamiento del tamaño que le sería posible, si se deformara grandemente en la dirección radial, para la deformación radial del 10% sólo se incrementó el confinamiento en aproximadamente 0.06 kg/cm<sup>2</sup>.

## CONCLUSIONES

1. No se recomienda en ningún caso el uso de papel para proteger de la perforación a las membranas.
2. No se recomienda usar tiras de hule-plástico con el fin de proteger de la perforación a las membranas, pues tanto en este caso como en el anterior, esta medida afecta en forma importante.
3. Para evitar la perforación de las membranas es aceptable aumentar el espesor de estas, con un mayor número de capas de látex. Para una prueba dada se pueden hacer correcciones en el confinamiento, si se conocen durante la evolución de la prueba las deformaciones radiales.
4. Existe una deformación radial,  $\epsilon_r$ , para la cual una membrana de látex no puede ejercer un confinamiento adicional.

Pruebas Triaxiales en Arena Silica  
(Arena fina)

REVISIÓN DEL EFECTO DE LA MEMBRANA

$$\sigma_3 = 0.50 \text{ Kg/cm}^2$$

- con papel
- con tiras de hule-plástico
- △ únicamente membrana de latex

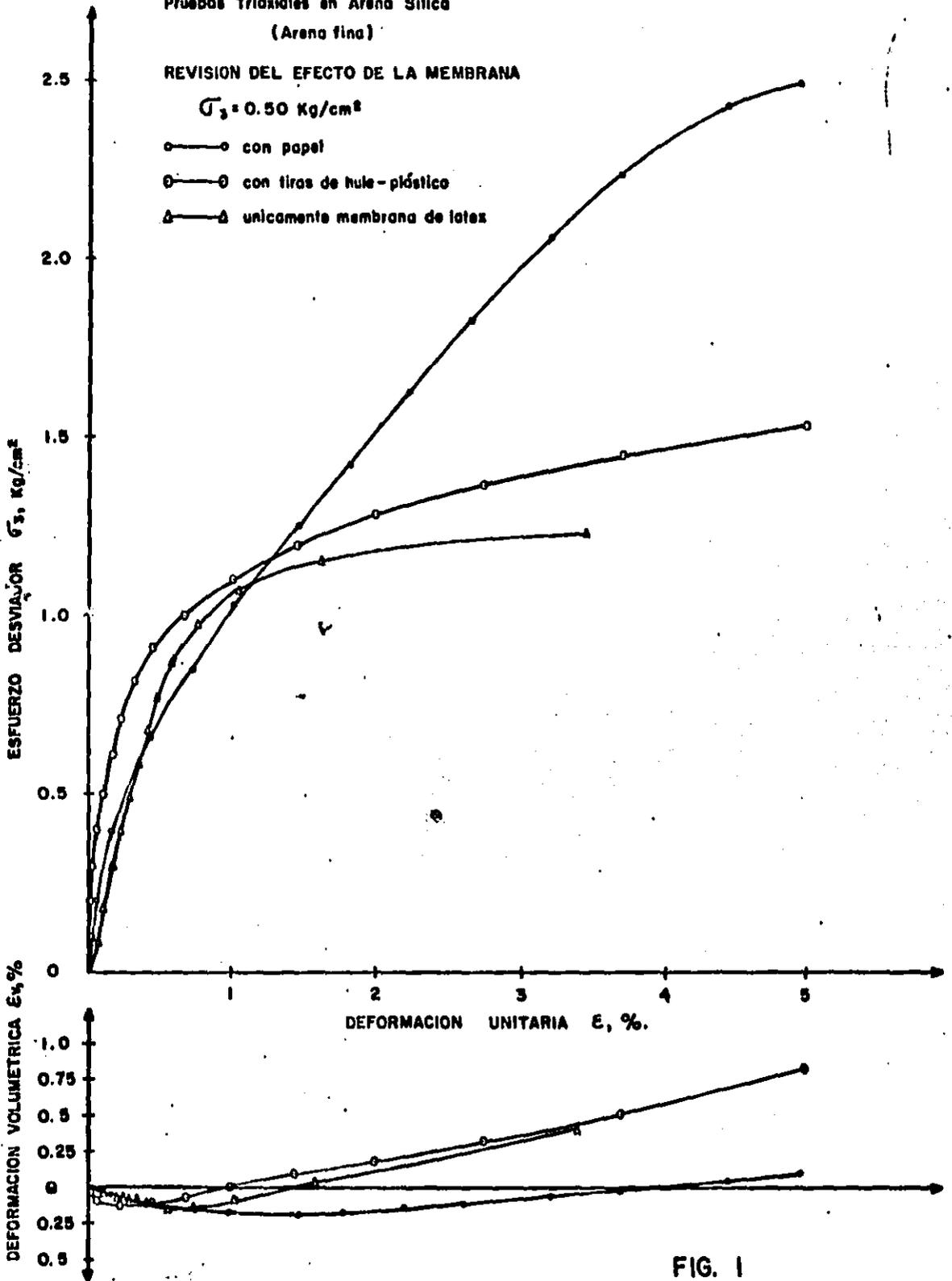
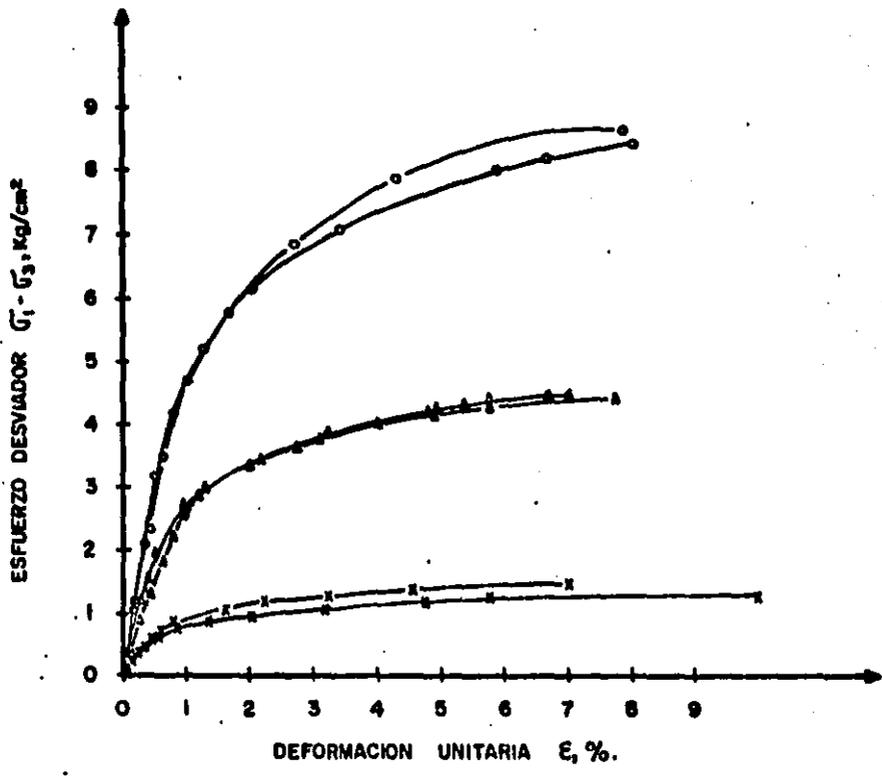


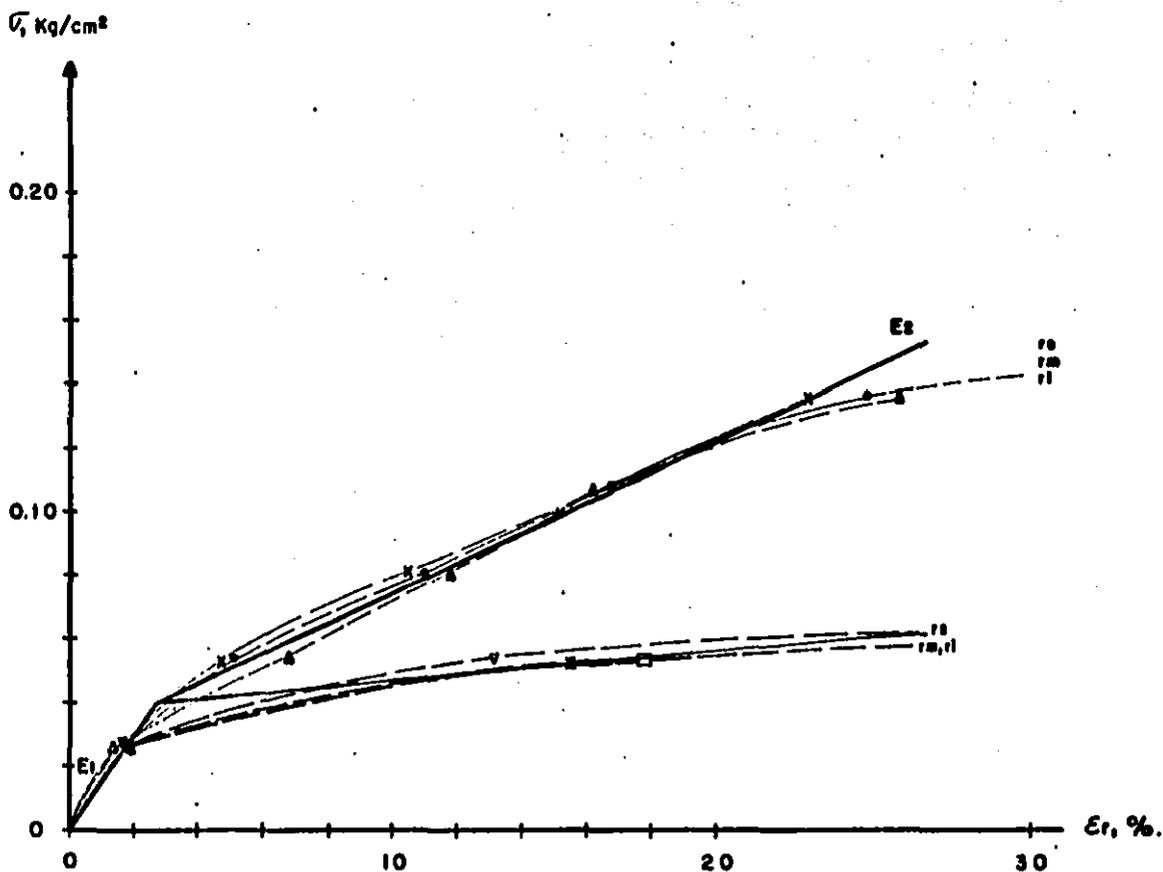
FIG. 1



SIMBOLOGIA		
4 CAPAS DE LATEX	$\sigma_3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	8 CAPAS DE LATEX
X—X	0.50	X—X
Δ—Δ	2.00	Δ—Δ
O—O	4.00	O—O

REVISION DEL EFECTO  
DE LA MEMBRANA  
ARENA SILICA

FIG. 2



**SIMBOLOGIA**

X—X	re	radio del tercio superior	} 8 CAPAS DE LATEX (1.25mm)
O—O	rm	radio del tercio medio	
Δ—Δ	ri	radio del tercio inferior	
∇—∇	re	radio del tercio superior	} 4 CAPAS DE LATEX (0.7mm)
□—□	rm	radio del tercio medio	
⊠—⊠	ri	radio del tercio inferior	

REVISION DEL EFECTO DE LA MEMBRANA

FIG. 3

## 11. LISTA DE SIMBOLOS

En la mayoría de los casos los símbolos que aparecen están definidos dentro de la tesis. La lista tiene como objeto facilitar la lectura de este trabajo.

### LETRAS LATINAS

- a. Parámetro
- $a_v$  Coeficiente de compresibilidad
- $B_g$  Porcentaje en peso de los granos que sufren fragmentación, rotura de granos
- c Parámetro
- C Parámetro, constante
- $C_r$  Compacidad relativa
- d Espesor de un estrato
- $d_m$  Dimensión promedio de los granos
- $d_n$  Diámetro nominal de los granos
- e Relación de vacíos
- E Módulo de elasticidad
- h Altura del espécimen
- $H_0$  Altura inicial del espécimen
- $K_0$  Relación de esfuerzos efectivos en reposo
- $m_v$  Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario
- $M_e$  Módulo secante de deformación unitaria por expansión
- $M_h$  Módulo de deformación lineal en dirección horizontal
- $M_z$  Módulo secante de deformación lineal
- $M_{z0}$  Módulo tangente de deformación lineal inicial

$n$	Parámetro, constante para un material dado
$n_L$	Concentración lineal de granos
$n_S$	Concentración superficial de granos
$n_V$	Concentración volumétrica de granos
$N_C$	Número promedio de contactos por grano
$N_S$	Número promedio de contactos de granos por unidad de área
$N_V$	Número total de contactos de granos por unidad de volumen
$p$	Carga
$P$	Presión
$P_a$	Carga de rotura del grano
$\bar{P}$	Valor promedio de las fuerzas de contacto entre granos
$r$	Radio, relación
$r_V$	Factor de forma
$S_s$	Gravedad específica
$t$	Tiempo
$V$	Volumen
$W_{ki}$	Peso retenido inicial de la fracción $k$
$W_{kf}$	Peso retenido final de la fracción $k$

#### LETRAS GRIEGAS

$\alpha$	Constante para un material
$\alpha_e$	Expansión volumétrica
$\gamma$	Coefficiente de compresibilidad de Juárez Badillo
$\Delta$	Incremento o decremento, expresando cambio en cantidad
$\delta$	Desplazamiento vertical, asentamiento
$\delta_e$	Expansión elástica, desplazamiento vertical
$\epsilon$	Deformación unitaria axial

- $\epsilon_v$  Deformación volumétrica unitaria
- $n$  Parámetro, constante para un material dado
- $\lambda$  Parámetro, exponente
- $\nu$  Relación de Poisson
- $\nu_c$  Relación que establece deformación lateral nula
- $\rho_e$  Factor de expansión
- $\sigma$  Esfuerzo efectivo
- $\sigma_B$  Esfuerzo de colapso
- $\sigma_c$  Esfuerzo efectivo de confinamiento volumétrico
- $\sigma_i^*$  Presión característica
- $\phi_f$  Angulo de fricción entre granos
- $\phi_0$  Angulo de inclinación de la línea recta que pasa por el origen y es tangente al círculo de Mohr en la falla